

HYDRAULIQUE URBAINE

exercices et projets

par A. DUPONT

Eyrolles

EDITEUR-PARIS

HYDRAULIQUE URBAINE

Exercices et Projets

DU MÊME AUTEUR :

Hydraulique urbaine

Tome 1. — Hydrologie, Captage et traitement des eaux
(256 p. 1978)

Tome 2. — Ouvrages de transport, élévation et distribution
des eaux (472 p. 1979)

"La loi du 11 mars 1957 n'autorisant, aux termes des alinéas 2 et 3 de l'article 41, d'une part, que les "copies ou reproductions strictement réservées à l'usage privé du copiste et non destinées à une utilisation collective" et, d'autre part, que les analyses et les courtes citations dans un but d'exemple et d'illustration, "toute représentation ou reproduction intégrale, ou partielle, faite sans le consentement de l'auteur ou de ses ayants-cause, est illicite" (alinéa 1er de l'article 40)".

"Cette représentation ou reproduction, par quelque procédé que ce soit, constituerait une contrefaçon sanctionnée par les articles 425 et suivants du Code pénal".

HYDRAULIQUE URBAINE

Exercices et Projets

par

André DUPONT

*Ingénieur Honoraire des Services Techniques
de la Ville de Paris (Service des Eaux)*

3^e Édition
nouveau tirage

ÉDITIONS EYROLLES

61, boulevard Saint-Germain - 75005 PARIS

1980

INTRODUCTION

Cet ouvrage constitue le complément indispensable du cours d'Hydraulique urbaine dont il est, en quelque sorte, le prolongement.

En effet, un enseignement de ce genre n'est complet que s'il est accompagné d'applications concrètes qui montrent au lecteur la façon d'exploiter les théories exposées dans le cours.

Une première édition, maintenant épuisée, avait été présentée avec un certain nombre d'exercices et de projets.

Cette nouvelle édition diffère de la précédente par le fait que les seuls exercices jugés les plus intéressants ont été conservés et d'autres ont été ajoutés. Quant aux projets, ils ont été entièrement renouvelés. Enfin, des dessins de détails de fontainerie, fort utiles pour le projeteur, terminent cet ouvrage qui se divise donc en trois parties :

- 1°) des exercices résolus,*
- 2°) des projets, assortis d'un mémoire descriptif et justificatif correspondant,*
- 3°) des dessins de détails de fontainerie (raccordements de canalisations, équipements de stations de pompage avec des groupes horizontaux), qui aideront le projeteur dans l'établissement des plans accompagnant le projet. Avec les dessins qui figurent dans le tome 2 concernant l'équipement d'une usine avec des groupes verticaux, le projeteur dispose des éléments de base nécessaires pour dresser ses plans ; l'habillage du génie civil résultera des dispositions adoptées pour la fontainerie.*

A noter, également, quelques rappels et compléments d'information en tête de certains chapitres ainsi qu'un exposé précis et complet sur les directives générales à suivre pour étudier un projet d'alimentation en eau avec référence aux pages et figures du Cours (édition 1974). Un paragraphe traitant des questions financières (mode de financement, actualisation, rentabilité) termine ces directives, sujets non abordés dans le Cours d'Hydraulique Urbaine.

En conclusion, le projeteur dispose d'un livre d'une grande portée pratique, complétant très utilement le Cours proprement dit, dont le succès m'a encouragé à entreprendre cette édition nouvelle sur les Exercices d'Hydraulique appliquée, livre qui, je l'espère, sera apprécié des utilisateurs.

TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION	VII
PREMIERE PARTIE - EXERCICES	XI
Aqueducs à plan d'eau libre. Siphons de vallée (Exercices N° 1 à 3)	1
Conduites forcées gravitaires (Exercices N° 4 à 8)	11
Conduites de refoulement. Problèmes de pompage (Exercices N° 9 à 22)	31
DEUXIEME PARTIE - PROJETS	69
Directives générales en vue de l'étude d'un projet d'alimentation en eau potable	70
- <i>Projet n° 1.</i> Rénovation d'une station de pompage	87
- <i>Projet n° 2.</i> Station de surpression	93
- <i>Projet n° 3.</i> Station de pompage équipée en vue de desservir deux niveaux différents	103
- <i>Projet n° 4.</i> Vidange et remplissage d'un réservoir de mise en charge	112
- <i>Projet n° 5.</i> Adduction réalisée en deux étapes	127
TROISIEME PARTIE - DÉTAILS DE FONTAINERIE	139

PREMIÈRE PARTIE
EXERCICES

AQUEDUCS A PLAN D'EAU LIBRE SIPHONS DE VALLEE

réf. *Hydraulique urbaine*, Tome 2, p. 16 à 24 ; 82 à 85 et 419 à 425

On peut établir, pour des valeurs de D différentes de celles portées dans les tableaux de la planche XIV (p. 17, tome 2), des tableaux analogues en utilisant les données ci-dessous qui permettent le calcul de Ω et de R pour des valeurs de b/D :

b/D	Ω/D^2	R/D	b/D	Ω/D^2	R/D
0,25	0,1535	0,147	0,65	0,5405	0,288
0,30	0,1983	0,171	0,70	0,5873	0,297
0,35	0,2450	0,194	0,75	0,6320	0,302
0,40	0,2933	0,215	0,80	0,6735	0,304
0,45	0,3428	0,234	0,85	0,7115	0,304
0,50	0,3928	0,250	0,90	0,7445	0,299
0,55	0,4428	0,265	0,95	0,7708	0,287
0,60	0,4923	0,278			

1 — Un aqueduc à plan d'eau libre de section circulaire de 2,00 m de diamètre intérieur présente une pente uniforme de 0,30 m par km. Il écoule un débit de 120 000 m³/j. A la traversée d'une vallée, il est remplacé par deux conduites forcées de 1,25 m de diamètre posées côte à côte et présentant chacune un développement de 2 200 m. Les cotes de radier de l'aqueduc au droit des têtes du siphon ainsi constitué sont les suivantes :

- tête amont : 99,47
- tête aval : 98,70

Pour le passage du débit sus-indiqué, les cotes du plan d'eau sont les suivantes :

- tête amont : 100,27
- tête aval : 99,68

Il est envisagé de faire passer dans ces ouvrages un débit pouvant atteindre 206 500 m³/j. Pour ce débit, la hauteur d'eau mesurée dans l'aqueduc en régime

permanent est de 1,44 m ; l'aqueduc peut donc supporter l'augmentation de débit.

En est-il de même pour le siphon si l'on admet que l'aqueduc ne doit pas se mettre en charge et que la hauteur du plan d'eau ne peut dépasser 1,70 m ?

Si ce siphon ne peut transporter ce débit, quel doit être le diamètre de la conduite de renfort à poser sachant, en outre, que le triplement ne peut être effectué que sur 1 400 m au maximum mesuré à partir de la tête amont.

Quelle sera la hauteur de la tranche d'eau à la tête amont dans ces conditions ?

Solution

La perte de charge unitaire dans le siphon pour un débit de 120 000 m³ /j est de :

$$\frac{100,27-99,68}{2\,200} = \frac{0,59}{2\,200} = 0,000\,268 \text{ p.m.}$$

Le siphon actuel peut-il porter 206 500 m³ /j ?

Valeur de J' dans ces conditions :

$$J' = 0,59 \times \frac{206,5^2}{120^2} = 1,74 \text{ m}$$

Cote du plan d'eau à l'amont :

$$98,70 + 1,44 + 1,74 = 101,88$$

Or, la cote maximale est de :

$$99,47 + 1,70 = 101,17 < 101,88$$

Il faut donc tripler le siphon.

Triplement par ϕ 1,25 m sur 1 400 m. Il circule, dans chaque conduite, sur ce parcours :

$$\frac{206\,500}{3} = 68\,900 \text{ m}^3/\text{j}$$

Valeur de J₁ correspondante :

$$J_1 = 0,000\,268 \times \frac{68\,900^2}{60\,000^2} \times 1\,400 = 0,49 \text{ m}$$

Sur 800 m, les 2 ϕ de 1,25 sont conservés et il circule, dans chaque conduite :

$$\frac{206\,500}{2} = 103\,250 \text{ m}^3/\text{j}$$

Valeur de J_2 correspondante :

$$J_2 = 0,000\,268 \times \frac{103\,250^2}{60\,000^2} \times 800 = 0,64 \text{ m}$$

Hauteur d'eau à la tête amont :

$$(98,70 + 1,44 + 0,49 + 0,64) - 99,47 = 1,80 > 1,70$$

Il faut donc tripler par une conduite plus forte.

Triplement par ϕ 1,50 m sur 1 400 m. Pour calculer la perte de charge, il faut connaître, par exemple, le débit circulant dans une conduite de 1,25 m de la partie triplée. Le tableau des unités de débits donne (*Hydraulique urbaine* tome 2, page 29) :

— pour un ϕ de 1,50 m	16 250
— pour un ϕ de 1,25 m	9 785
— d°	9 785
Total	35 820 unités de débit

Dans un ϕ de 1,25 m de la partie triplée, il circulera un débit de :

$$\frac{206\,500 \times 9\,785}{35\,820} = 56\,500 \text{ m}^3/\text{j}$$

Or, pour $60\,000 \text{ m}^3/\text{j}$, la perte de charge dans cette conduite est de $0,000268 \text{ p.m}$; pour $56\,500 \text{ m}^3/\text{j}$, elle sera :

$$0,000268 \times \frac{56\,500^2}{60\,000^2} = 0,000237 \text{ p.m}$$

Cote du plan d'eau aval $98,70 + 1,44 = 100,14$

Perte de charge dans la partie triplée :

$$J_1 = 0,000237 \times 1\,400 = 0,33 \text{ m}$$

Perte de charge dans la partie non

triplée (comme ci-dessus) $J_2 = 0,64 \text{ m}$

Cote du plan d'eau amont : 101,11

Cote de radier : 99,47

Hauteur d'eau : 1,64 m

Cette cote étant inférieure à 1,70 m, les dispositions envisagées conviennent donc .

2 — Un aqueduc a une capacité de transport de $160\,000 \text{ m}^3/\text{j}$. Son diamètre intérieur est de 1,80 m et sa pente de 0,30 m par km. Les traversées de vallées s'effectuent en siphon par deux files de conduites de 1,00 m de diamètre. Ces siphons sont insuffisants pour le débit maximal et il est envisagé d'adjoindre aux deux files une file supplémentaire de même diamètre.

Étudier l'un de ces siphons mesurant 2 160 m sachant que, pour le passage de 120 000 m³/j, la perte de charge mesurée entre la tête amont et la tête aval est de 2,22 m.

- cote de radier amont : 125,19
- cote de radier aval : 122,64

Les hauteurs du plan d'eau dans l'aqueduc en régime permanent sont : ($\gamma = 0,16$)

- pour 100 000 m³/j 0,97 m
- 120 000 1,08
- 140 000 1,21
- 160 000 1,34

L'étude devra définir, notamment :

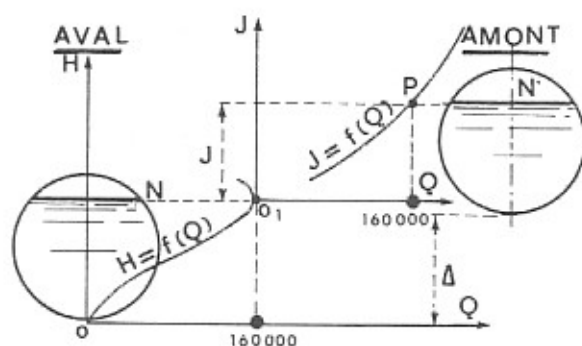
1°) le débit maximal que, dans les conditions actuelles, peut transporter le siphon si l'on admet que l'eau ne peut pas dépasser 1,37 m, l'ouvrage n'étant pas enduit sur toute sa section.

2°) la hauteur du plan d'eau à l'amont pour le passage de 160 000 m³/j une fois le triplement effectué. Hauteur critique : 0,67 m.

3°) la hauteur de ce plan d'eau dans les mêmes conditions mais en supposant le siphon triplé sur 1 800 m seulement.

Solution

Nous utiliserons une méthode graphique pour la résolution de ce problème.



Soit $H = f(Q)$ la courbe donnant, pour un aqueduc déterminé, les variations de la hauteur d'eau en fonction du débit transité en régime permanent (*Hydraulique urbaine*, tome 2, p. 17).

Dessignons les coupes de l'ouvrage à l'amont et à l'aval du siphon en respectant la valeur de la différence de cotes des radiers.

Déterminons sur $H = f(Q)$ le point O_1 d'abscisse 160 000 et traçons dans un système d'axes O_1J et O_1Q la courbe $J = f(Q)$ des pertes de charge dans le siphon en fonction du débit. L'intersection P de cette courbe avec la verticale passant par l'abscisse 160 000 dans le nouveau système d'axes donne le point de passage de l'horizontale N' du plan d'eau à la tête amont si l'on admet, ce qui correspond pratiquement à la réalité, que le niveau à la tête aval correspond à celui du régime permanent. (Cas où le siphon suivant ou l'arrivée au réservoir sont suffisamment éloignés).

On a ainsi la valeur J de la perte de charge dans le siphon.

Nous vérifierons que le niveau N' se trouve bien au-dessous du niveau de sécurité fixé.

Pour connaître le débit susceptible d'être actuellement accepté par l'ensemble aqueduc-siphon, la courbe $J = f(Q)$ dans les conditions actuelles (2 \emptyset de 1,00) sera tracée sur un calque et on déplacera le système d'axes auquel cette courbe est rapportée en maintenant le parallélisme avec le système OH , OQ et de façon que O_1 reste toujours sur $H = f(Q)$. Pour obtenir l'égalisation des débits passant à la fois dans l'aqueduc et dans le siphon, il suffira d'obtenir l'égalisation de l'abscisse de O_1 avec celle de P , étant entendu que l'on devra respecter, tant à l'amont qu'à l'aval, la cote de sécurité.

La courbe $H = f(Q)$ peut être tracée d'après les données de l'énoncé.

La courbe $J = f(Q)$ est une parabole et, dans la situation actuelle, son équation résulte de la relation :

$$\frac{J}{2,22} = \frac{Q^2}{120\,000^2} \quad ; \quad \text{donc} \quad J = 2,22 \left(\frac{Q}{120\,000} \right)^2$$

Le déplacement de O_1 sur $H = f(Q)$ donne la position des axes définie sur la figure et l'on trouve, pour le débit susceptible d'être transité avant triplement et en sécurité, la valeur de 133 500 m^3/j .

Hauteur d'eau à la tête amont : 1,37 m, cote maximale.

Hauteur d'eau à la tête aval : 1,165 m

Siphon triplé sur toute sa longueur. Cherchons le coefficient multiplicateur à appliquer, pour un même débit, à chaque valeur de J correspondant à deux files de \emptyset de 1,00 m pour obtenir la valeur J' pour trois files de 1,00 m.

Pour 2 \emptyset de 1,00 m en parallèle, posées sur la même longueur, nous avons, si D est le diamètre équivalent :

$$\sqrt{D^5} = 2 \sqrt{1^5}$$

ou

$$D^5 = 4$$

Pour 3 \emptyset de 1,00 m en parallèle, et si D' est le diamètre équivalent :

$$\sqrt{D'^5} = 3 \sqrt{1^5}$$

ou

$$D'^5 = 9$$

Mais, pour un même débit Q :

$$\frac{J}{J'} = \frac{D'^5}{D^5}$$

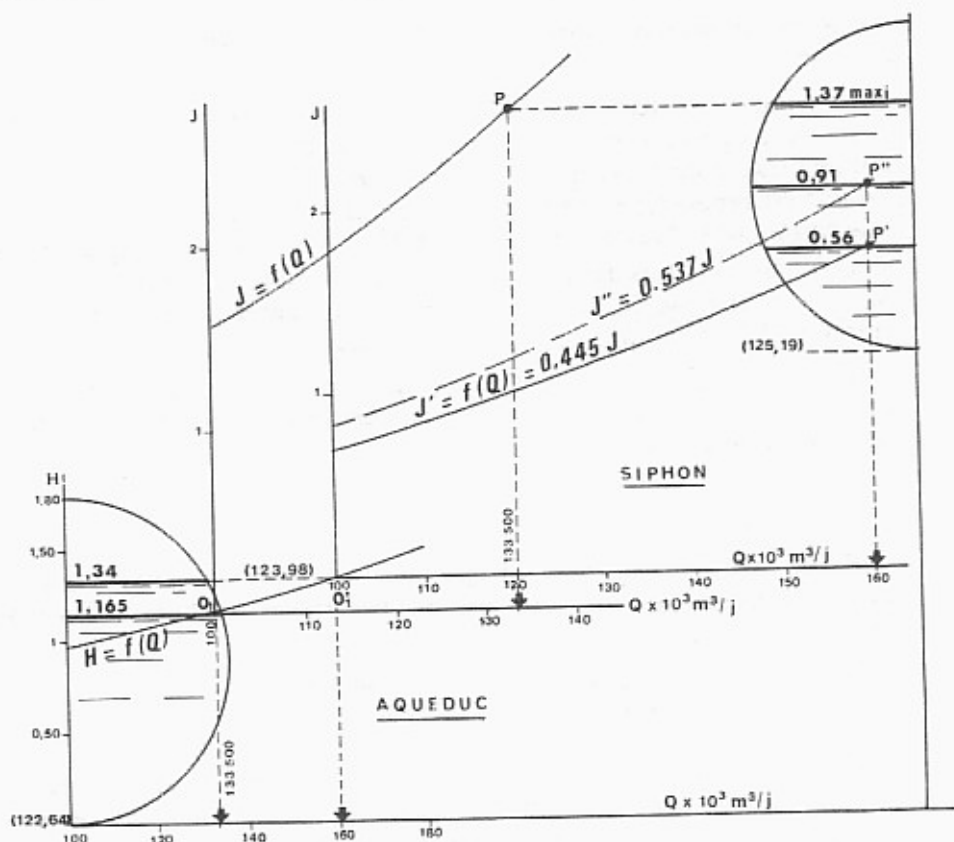
Donc : $J' = J \times \frac{4}{9}$

ou

$$I' = 0,445 \text{ J(}^1\text{)}$$

En conséquence, il suffit de multiplier les ordonnées de $J = f(Q)$ par 0,445 pour avoir la nouvelle courbe.

O₁ se trouvera au droit de l'abscisse 160 000 et l'intersection de J' = f(Q) avec la verticale menée par l'abscisse 160 000 de l'autre système d'axes donnera un point P'.



L'horizontale passant par P' définira le plan d'eau à l'amont.

On trouve, dans ces conditions :

- amont : une tranche d'eau de 0,56 m de hauteur,
- aval : la tranche d'eau normale de 1,34 m.

Le siphon "tirera" à l'amont et nous aurons un remous d'abaissement perturbé dans l'aqueduc, car $0,56 \text{ m} < \text{hauteur critique}$. (tome 2 p. 423).

(1) On pourrait également écrire : $\frac{J}{J'} = \frac{Q^2}{Q'^2}$. Les débits circulant dans une conduite, dans chaque hypothèse étant dans le rapport $\frac{3}{2}, \frac{J}{J'} = \frac{9}{4}$ ou : $J' = J \times \frac{4}{9}$.

Siphon triplé sur 1 800 m seulement. Sur 1 800 m, il y a 3 Ø de 1,00 m et sur 2 160-1 800 = 360 m, 2 Ø de 1,00 m. Comme ci-dessus, cherchons le coefficient multiplicateur à appliquer à chaque valeur de J et, pour cela, cherchons le diamètre équivalent de cet ensemble. Soit D ce diamètre ; on a :

$$\frac{2\,160}{D^5} = \frac{1\,800}{9} + \frac{360}{4} = 290$$

et
$$D^5 = \frac{2\,160}{290} = 7,45$$

donc
$$J'' = J \times \frac{4}{7,45}$$

ou
$$J'' = 0,537 J$$

Il suffira de multiplier les ordonnées de $J = f(Q)$ par 0,537 et de procéder comme ci-dessus.

On peut également écrire :

Cote du plan d'eau passant par O_1 :

$$122,64 + 1,34 = 123,98$$

$$J'' = 0,537 \times 2,22 \frac{160\,000^2}{120\,000^2} = 2,12 \text{ m}$$

Cote du plan d'eau $\underline{\hspace{1cm}} 126,10$

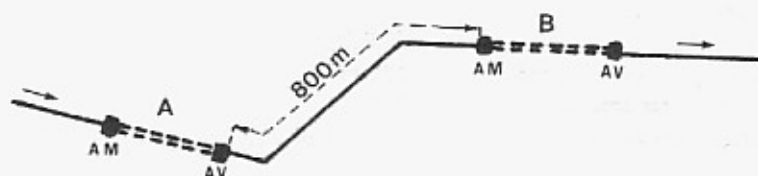
Comme la cote de radier à la tête amont est de 125,19, la hauteur d'eau sera de :

$$126,10 - 125,19 = 0,91 \text{ m} > \text{hauteur critique.}$$

Cette solution sera préférable à la précédente sur les plans techniques et économiques.

3 — Deux siphons de vallée A et B représentés schématiquement par le croquis ci-dessous sont séparés par une distance de 800 m.

Ils s'intercalent dans une adduction gravitaire par aqueduc circulaire de 1,80 m de diamètre et 0,30 m de pente kilométrique. A l'aval du siphon B, le premier siphon rencontré se situe à 15 km. Les caractéristiques de ces deux siphons sont les suivantes :



- constitution :
- longueur :
- cotes de radier
tête amont AM
tête aval AV
- perte de charge mesurée pour le passage
de 130 500 m³/j

Siphon A	Siphon B
2 files de conduites de 1,00 m de Ø	
178 m	292 m
119,95	119,47
119,74	119,14
0,28 m	0,33 m

Il est prévu de faire passer dans cette adduction un débit journalier de 160 000 m³/j. En régime permanent, ce débit correspond, dans l'aqueduc à plan d'eau libre, à une hauteur d'eau mesurée de 1,32 m.

Quelles vont être les répercussions du passage de ce nouveau débit dans le tronçon envisagé ? Quels seront les travaux à prévoir ? L'aqueduc n'est enduit intérieurement que jusqu'à 1,45 m de hauteur au-dessus du radier.

Solution

A l'aval du siphon B, le premier siphon se rencontre à 15 km. On peut considérer que l'influence de ce siphon éloigné ne se fait plus sentir à la tête aval du siphon B et que le niveau de l'eau à cette tête est celui correspondant au passage de 160 000 m³/j en régime permanent. La hauteur d'eau sera donc de 1,32 m ce qui correspond à un γ de 0,12.

Les pertes de charge étant proportionnelles au carré des débits, nous pouvons calculer facilement ces pertes dans les siphons puisque leur mesure pour le passage de 130 500 m³/j a pu être effectuée.

$$J = J' \times \left(\frac{160\,000}{130\,500} \right)^2$$

ou $J = 1,5 J'$

L'aval "commandant" l'amont, examinons d'abord le siphon B.

Siphon B. J' mesuré pour 130 500 m³/j = 0,33 m. Donc, $J = 1,5 \times 0,33 = 0,50$ m pour 160 000 m³/j.

On a alors :

— Cote de radier aval	119,14
— Hauteur de la lame d'eau	1,32 m
— Valeur de J	0,50 m
Cote plan d'eau amont	120,96
Cote radier amont	119,47
Hauteur d'eau amont	1,49 m > 1,32 m

Il y aura donc exhaussement du plan d'eau au-dessus des enduits à l'amont du siphon B, dans l'aqueduc.

Bief tête amont siphon B — tête aval siphon A. Les deux siphons étant relativement proches l'un de l'autre, l'exhaussement ci-dessus va se répercuter sur le siphon A.

Afin de s'en rendre compte, il faut établir la courbe de remous dans le bief intéressé, long de 800 m. Nous partagerons cette longueur en tronçons fictifs de 50 m, puis de 100 m de longueur en calculant en chaque point l'altitude du radier, la pente du filet supérieur du plan d'eau, l'altitude du plan d'eau dans la section intéressée, puis la hauteur d'eau (*Hydraulique urbaine*, tome 2, p. 84).

Nous nous aiderons, pour cela, des tableaux insérés dans le livre d'*Hydraulique urbaine* page 17 et nous dresserons le tableau suivant.

Explication du tableau. La colonne (3) s'établit facilement. Au départ, la hauteur h d'eau a été trouvée plus haut. Il en résulte donc une valeur $\frac{b}{d}$ laquelle, dans les tableaux et avec $\gamma = 0,12$ donne lieu, pour $Q = 160\,000 \text{ m}^3/\text{j}$ ou $1,855 \text{ m}^3/\text{s}$, à une valeur de la pente d'eau de 0,000221. A 50 m en amont, le plan d'eau se situe à une cote : $(0,000221 \times 50) + 120,96 = 120,971$ que l'on

Distances		Altitude du radier	Hauteur h du plan d'eau	Valeurs de b/d avec $d = 1,80 \text{ m}$	Pente du filet supérieur d'après les tableaux	Altitude du plan d'eau
partielles	cumulées	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
0		119,47	1,49	0,827	0,000221	120,960
50	50	119,485	1,486	0,825	0,000222	120,971
50	100	119,500	1,482	0,823	0,000223	120,982
50	150	119,515	1,478	0,821	0,000224	120,993
50	200	119,530	1,474	0,819	0,000225	121,004
50	250	119,545	1,470	0,817	0,000226	121,015
50	300	119,560	1,466	0,814	0,000227	121,026
100	400	119,590	1,459	0,810	0,000230	121,049
100	500	119,620	1,452	0,807	0,000231	121,072
100	600	119,650	1,445	0,803	0,000233	121,095
100	700	119,680	1,438	0,799	0,000235	121,118
100	800	119,710	1,431			

indique sur la 2^e ligne du tableau colonne (7). La hauteur d'eau vaut : $120,971 - 119,485 = 1,486 \text{ m}$ d'où une nouvelle valeur de $\frac{b}{d}$, une nouvelle pente du filet supérieur, etc ...

En conséquence, à la tête aval du siphon A, la hauteur d'eau est encore de 1,431, soit 1,43 m.

La répercussion sur le siphon A est alors la suivante :

- Cote de radier aval	119,74
- Hauteur d'eau calculée ci-dessus	1,43 m
- $J = 0,28 \times 1,5$	0,42 m
Cote plan d'eau amont	121,59
Cote radier amont	119,95
Hauteur d'eau	1,64 m

Une telle hauteur entraînerait un remous d'exhaussement à l'amont du siphon A sur 5 000 m environ, distance sur laquelle les enduits seraient à relever. Un tel travail ne serait possible que moyennant un chômage prolongé de l'aqueduc.

Aussi, les travaux à prévoir consisteront :

- à procéder à un relèvement léger des enduits entre les deux siphons A et B, soit sur 800 m de longueur.
- à effectuer le triplement du siphon A par une conduite de 1,00 m de diamètre.

Triplement du siphon A. Conduite équivalente à 2 \emptyset de 1,00 m. Il a été trouvé à l'exercice n° 2 : $D^5 = 4$

Conduite équivalente à 3 \emptyset de 1,00 m. On a trouvé également : $D^5 = 9$

Les pertes de charge étant inversement proportionnelles à la puissance 5ème du diamètre et la perte mesurée pour 130 500 m³/j étant de 0,28 m, on aura, pour 160 000 m³/j, dans le siphon triplé une perte de charge de :

$$J = 0,28 \times \frac{4}{9} \times 1,5 = 0,18 \text{ m}$$

soit $0,42 - 0,18 = 0,24$ m de moins qu'avec le siphon non triplé.

Dans ces conditions, la hauteur d'eau à la tête amont devient :

$$1,64 - 0,24 = 1,40 \text{ m} > 1,32 \text{ m}$$

Cette hauteur entraînera donc un léger remous d'exhaussement à l'amont du siphon A une fois triplé, mais le plan d'eau restera encore en-dessous de la limite de la partie enduite de l'aqueduc.

CONDUITES FORCÉES GRAVITAIRES

Réf. *Hydraulique urbaine*, tome 2, p. 25 à 81

Si l'on avait à rechercher la perte de charge j engendrée par le passage d'un débit Q dans une conduite dont le diamètre D normalisé ne figure pas dans les tableaux de COLEBROOK (par exemple, \varnothing 0,700, 0,900, 1,10 m) on utiliserait la perte de la charge j' engendrée par le passage de ce débit Q dans une conduite de diamètre le plus voisin D' et la perte de charge j serait calculée par la relation :

$$\frac{j}{j'} = \left(\frac{D'}{D} \right)^5$$

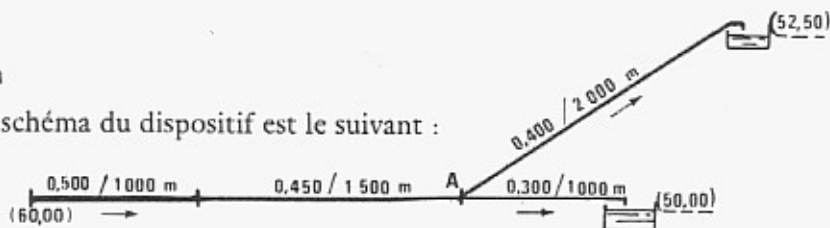
- 4 — Un tronçon de conduite de transit est composé comme suit :
- 1 000 m de conduite de 0,500 m
 - 1 500 m de conduite de 0,450 m à la suite du \varnothing 0,500 m précédent.

A l'extrémité A de ces deux canalisations, partent deux autres conduites alimentant chacune un réservoir : une conduite de 0,400 m sur 2 000 m alimente un réservoir à la cote (52,50) et une conduite de 0,300 m sur 1 000 m alimente un autre réservoir à la cote (50,00).

Sachant que la cote piézométrique au départ du \varnothing 0,500 m est de (60,00) trouver le débit en m^3/j transité dans ces conditions par l'ensemble du dispositif ainsi que le débit qui arrive en m^3/j , à chacun des réservoirs. On prendra : $k = 2,10^{-3} \text{ m}$.

Solution

Le schéma du dispositif est le suivant :



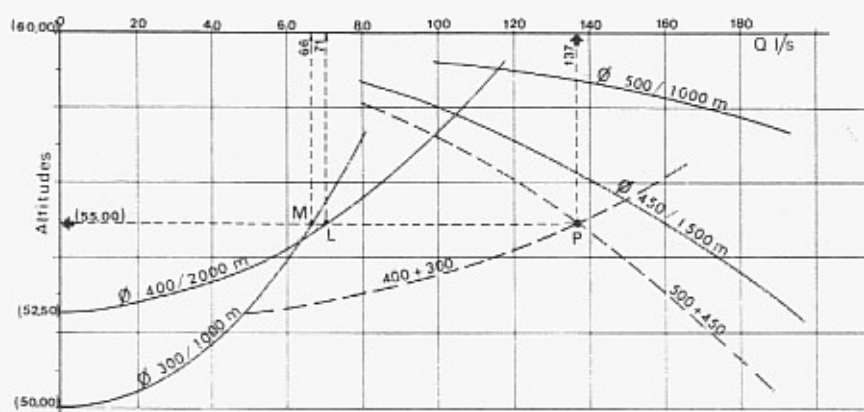
Nous pouvons utiliser deux méthodes :

1°) Exprimer qu'en A, la cote piézométrique est identique, que l'on suive le sens de l'écoulement, de la cote (60,00) vers A, ou bien que l'on remonte le sens de l'écoulement à partir de chacun des réservoirs jusqu'au point A.

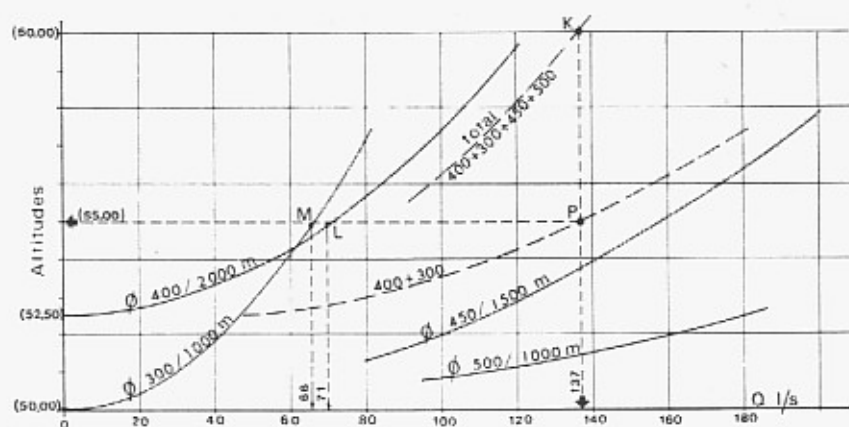
2°) Remonter le sens de l'écoulement à partir des réservoirs : la résultante générale des caractéristiques recoupera l'horizontale passant par la cote (60,00) au point qui correspond au débit transité.

Nous ferons les deux constructions.

1ère construction. A partir de l'altitude (60,00), traçons les caractéristiques des conduites en série \varnothing 0,500 et 0,450. Puisque nous suivons le sens de l'écoulement, les ordonnées de J seront portées de haut en bas (*Hydraulique urbaine*, tome 2, p. 36). Traçons la résultante en A de ces deux caractéristiques en sommant les ordonnées des courbes élémentaires.



Première construction



Deuxième construction

A partir des altitudes (50,00) et (52,50), traçons les caractéristiques des conduites en parallèle alimentant chaque réservoir. Puisque nous remontons le sens de l'écoulement, les ordonnées de J seront portées vers le haut. Traçons la résultante en A de ces deux caractéristiques en sommant les abscisses des courbes élémentaires.

Le point de rencontre P des deux résultantes permet de trouver le débit global transité, soit 137 l/s, et la cote piézométrique en A, soit (55,00).

Le partage des débits s'effectue comme suit :

- 66 l/s dans le \varnothing 0,300 m
- 71 l/s dans le \varnothing 0,400 m

2^e construction. Toutes les caractéristiques seront tracées en portant vers le haut des ordonnées de J, puisque l'on remonte le sens de l'écoulement :

- caractéristique de \varnothing 0,300 m à partir de la cote (50,00)
- d^o \varnothing 0,400 m d^o (52,50)
- caractéristique résultante en A de ces deux conduites en parallèle.

Ensuite, on ajoute, en sommant les ordonnées, les caractéristiques du \varnothing 0,500 m et du \varnothing 0,450 m à la caractéristique résultante précédente. On obtient la courbe totale qui coupe en K l'horizontale de la cote (60,00) de départ.

La verticale passant par K donne la valeur du débit transité par l'ensemble, soit 137 l/s.

Le partage des débits entre les conduites alimentant les réservoirs est donné par l'horizontale passant par P, rencontre avec la résultante en A des caractéristiques de ces deux conduites. Cette horizontale rencontre les caractéristiques élémentaires en M et L donnant le partage :

- 66 l/s dans le \varnothing 0,300 m
- 71 l/s dans le \varnothing 0,400 m

Nous retrouvons les résultats trouvés avec la précédente construction.

5 — Une conduite d'adduction ayant pour origine un réservoir intermédiaire R_1 doit alimenter un réservoir R_2 . Ces deux réservoirs, distants de 15 km, présentent, notamment, les caractéristiques ci-après :

R_1	— Cote de radier :	(115,00)
	— Cote maximale de l'eau :	(119,50)
R_2	— Cote d'arrivée de l'eau :	(103,00)
	— Cote de radier :	(95,00)

La conduite doit pouvoir débiter 20 000 m³/j en moyenne. Elle sera posée selon le profil en long donné en annexe.

1^o) Déterminer le ou les diamètres de cette conduite.

2°) Quelle sera la cote du plan d'eau dans R_1 pour un écoulement de $20\,000\text{ m}^3/\text{j}$?

3°) Si le plan d'eau, dans R_1 , ne peut descendre en dessous de la cote (116,00), quel sera, dans cette condition extrême, le débit qui parviendra en R_2 ?

Donner la valeur du débit transité quand le plan d'eau, dans R_1 , atteint sa cote maximale, soit (119,50).

Tracer les lignes piézométriques correspondantes à chacun des cas ci-dessus.

Quelle sera la pression maximale atteinte dans la conduite et à quel endroit se produira-t-elle ? Il sera tenu compte du fait que la fermeture du robinet d'arrivée en R_2 donne lieu à une surpression (coup de bélier) égale à 10,00 m d'eau.

Ce problème sera résolu graphiquement.

On prendra $k = 2,10^{-3}\text{ m}$

Solution

Le plan d'eau minimal dans R_1 étant à la cote (116,00) et la cote d'arrivée en R_2 étant de (103,00), la ligne piézométrique dans le cas d'une conduite unique s'obtient en joignant ces deux points extrêmes puisqu'ils débouchent tous deux à la pression atmosphérique.

Mais on s'aperçoit que cette ligne écrête la surface topographique en plusieurs points. Il est donc nécessaire de briser le profil piézométrique, donc de prévoir, pour la conduite, des diamètres différents de façon que la pression au sol reste positive tout le long du tracé.

$$20\,000\text{ m}^3/\text{j} = 232\text{ l/s.}$$

En partant de la cote d'arrivée (103,00) en R_2 , examinons si l'on peut obtenir une ligne piézométrique permettant d'avoir, au voisinage de la crête de cote au sol (111,00) une pression au sol de quelques mètres.

Avec un \varnothing 0,600 m, le passage de 232 l/s donne lieu à une perte de charge unitaire de 0,001535 avec une vitesse voisine de 0,80 m/s.

Le point de cote (111,00) est à 7 850 m de R_1 et à 7 150 m de R_2 .
Cote piézométrique au point de cote au sol (111,00) :

$$103,00 + 0,001535 \times 7\,150 = 113,97 > 111,00$$

Le \varnothing 0,600 m convient donc sur cette partie du tracé.

En amont, avec \varnothing 0,800 m, la perte de charge unitaire est de 0,00034 m.
Sur 7 850 m, la perte de charge totale est de :

$$0,00034 \times 7\,850 = 2,67\text{ m}$$

L'arrivée en R_1 s'effectue alors à la cote :

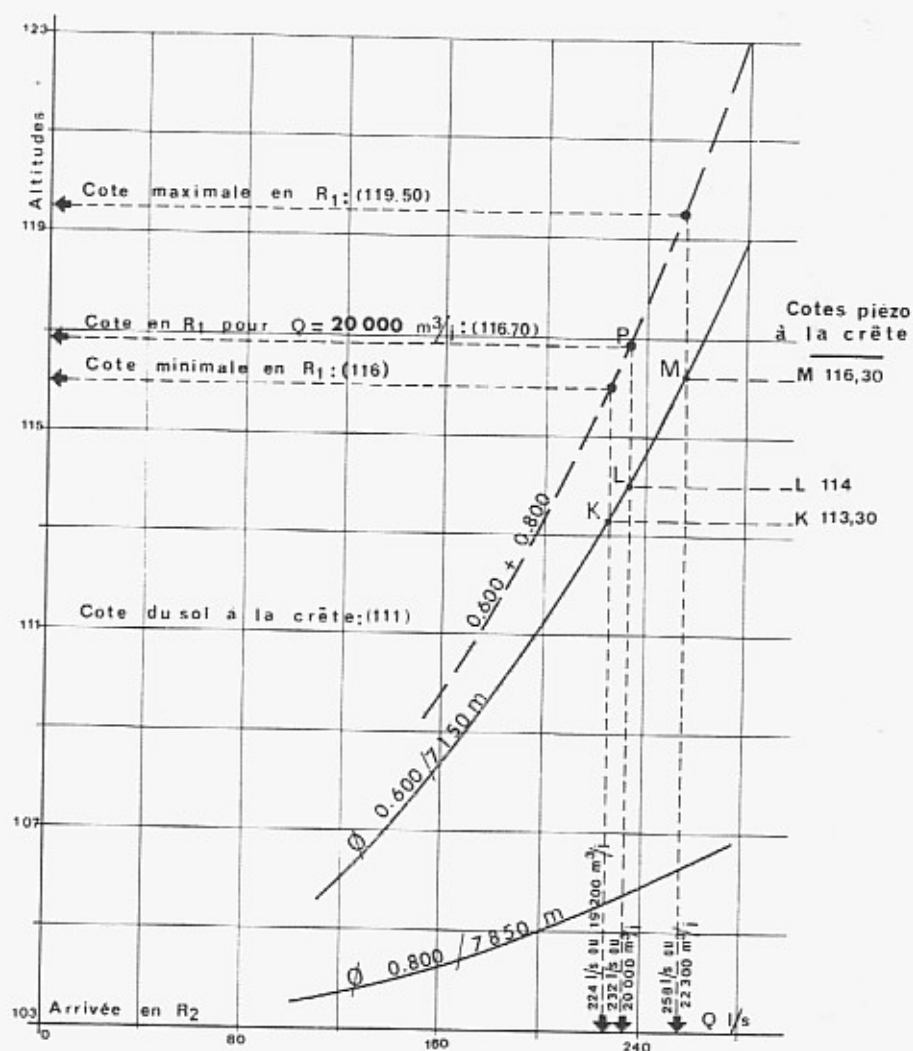
$$113,97 + 2,67 = 116,64$$

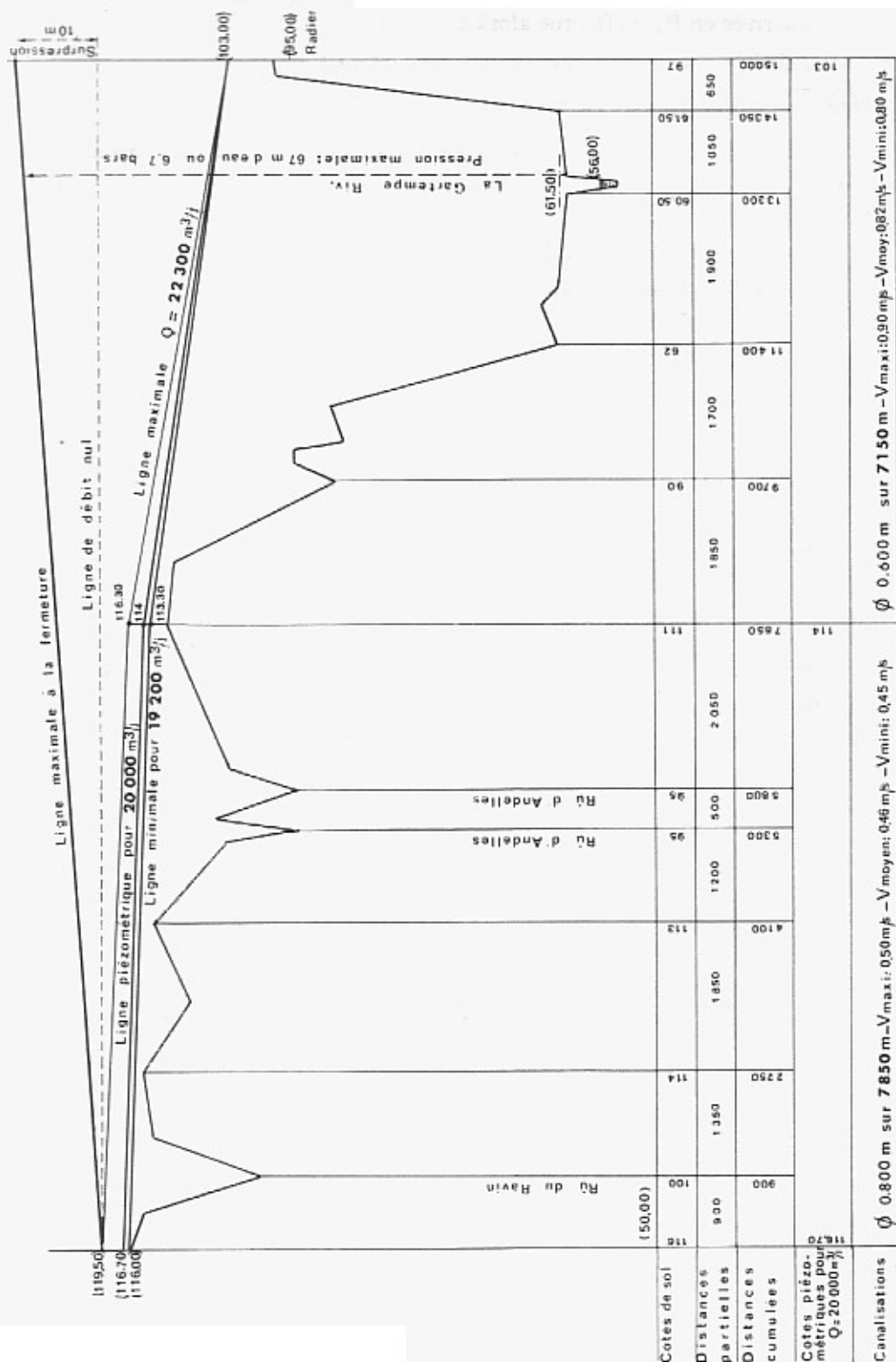
cote compatible avec les caractéristiques du réservoir.

La vitesse d'écoulement dans ce tronçon serait de l'ordre de 0,50 m/s, vitesse faible, certes, mais on ne peut faire mieux étant donné les cotes extrêmes et le profil du terrain.

En conséquence, nous adopterons deux diamètres, à savoir :

- 0,800 m à partir de R_1 sur 7 850 m
- 0,600 m ensuite jusqu'en R_2 , sur 7 150 m.





Nous répondrons aux questions posées dans l'énoncé en traçant, à partir de l'arrivée en R_2 , les caractéristiques des conduites en série ci-dessus. Les ordonnées seront portées vers le haut puisque nous remontons le sens de l'écoulement.

La considération de la résultante générale nous donne :

- la cote du plan d'eau dans R_1 pour $Q = 20\,000\text{ m}^3/\text{j}$: (116,70). (Par le calcul, on trouve 116,64) ;
- le débit pour la cote minimale (116,00) dans R_1 : $19\,200\text{ m}^3/\text{j}$;
- le débit pour la cote maximale (119,50) dans R_1 : $22\,300\text{ m}^3/\text{j}$.

Nous pouvons lire également les cotes piézométriques au passage de la crête selon les hypothèses envisagées :

- | | |
|--|--------------------------------|
| – 113,30 pour Q minimal ; | pression au sol : 2,30 m d'eau |
| – 114,00 " $Q = 20\,000\text{ m}^3/\text{j}$; | pression au sol : 3,00 m d'eau |
| – 116,30 " Q maximal ; | pression au sol : 5,30 m d'eau |

Une surprofondeur de pose sera nécessaire au passage de la crête de façon que, dans le cas le plus défavorable, la pression dans la conduite atteigne 5,00 m d'eau. Mêmes dispositions au passage des crêtes de cotes 113,00 et 114,00.

Les lignes piézométriques correspondantes seront tracées facilement ; elles ont été reportées sur le profil en long.

Par suite de la fermeture du robinet en R_2 , la surpression due au coup de bélier introduit une pression supplémentaire de 10,00 m d'eau. Elle est maximale au droit du robinet et varie ensuite linéairement pour s'annuler en R_1 . Nous considérerons que cette hypothèse se produit lorsque le plan d'eau dans R_1 est à sa cote maximale (119,50).

Il suffit de lire sur le profil en long la valeur maximale de la pression au sol. Elle se produit au droit du passage de la rivière et a pour valeur 6,7 bars.

6 — On donne le profil en long du terrain selon lequel s'exécutera la pose d'une canalisation d'adduction qui n'effectue aucune distribution en cours de route.

En tête de cette canalisation, se trouve un réservoir R_1 (radier 172,00, cote maximale de l'eau 178,00). A l'extrémité, il existe un réservoir R_2 dans lequel la canalisation doit arriver à la cote 134,00. Entre R_1 et R_2 , un point A désigne une chambre dans laquelle s'effectue un partage du débit.

Entre R_1 et A, la conduite débite à son maximum $100\,000\text{ m}^3/\text{j}$. Entre A et R_2 , le profil donné correspond au tracé suivant lequel le débit s'effectuera à raison de $60\,000\text{ m}^3/\text{j}$ au maximum.

Trouver le ou les diamètres de la conduite à poser entre R_1 et R_2 sachant qu'en aucun cas la pression au sol ne devra dépasser 80,00 m d'eau ; vitesse limitée à 1,50 m/s.

Tracer le profil piézométrique en service et à l'arrêt.

Prendre $k = 2,10^{-3}\text{ m}$

Solution

Comme dans le problème précédent, l'adoption d'un diamètre unique pour l'adduction conduirait à une ligne piézométrique inacceptable, car recoupant en plusieurs endroits la surface du sol. Une ou plusieurs brisures dans le profil en long sont donc nécessaires, ce qui nécessitera des diamètres différents.

$$60\,000 \text{ m}^3/j = 695 \text{ l/s} ; \quad 100\,000 \text{ m}^3/j = 1\,160 \text{ l/s}$$

Nous partirons de la cote obligée d'extrémité (134,00) et remonterons vers R_1 où nous devons arriver à une cote compatible avec les données fournies pour ce réservoir.

En adoptant un \varnothing 1,00 m en fin de parcours, les tables montrent que 695 l/s peuvent circuler avec une vitesse voisine de 0,90 m/s et avec une perte de charge $j = 0,00094 \text{ p.m}$:

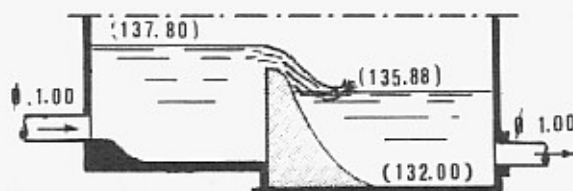
$$J = 0,00094 \times 2\,000 = 1,88 \text{ m}$$

Donc, à la chambre de répartition, le plan d'eau se situerait à la cote :

$$134,00 + 1,88 = 135,88$$

Le sol se situant à la cote (133,00), la cote trouvée est compatible avec la cote de sol ; la chambre sera légèrement surélevée. La conduite, tant à l'amont qu'à l'aval de la chambre se trouvera un peu au-dessous du sol ; elle sera protégée par un cavalier de terre.

Nous établirons, dans la chambre, un déversoir dans lequel une partie de la charge se trouvera brisée, ce qui permettra en outre d'effectuer une répartition commode des débits.



On prendra comme plan d'eau à l'amont du déversoir la cote (137,80). La crête du déversoir sera arasée à la cote nécessaire pour évacuer les 695 l/s.

Nous aurons ainsi, schématiquement, la disposition ci-dessus.

Un brise-charge plus important sera nécessaire près de la crête.

Implantons-le à 6 200 m en amont de la chambre A et conservons encore le \varnothing 1,00 m qui devra débiter, cette fois, 1 160 l/s ; on a $j = 0,0026 \text{ p.m}$ et, à 6 200 m :

$$J = 0,0026 \times 6\,200 = 16,10 \text{ m}$$

ce qui donne, pour la cote du plan d'eau dans le brise-charge au départ du \varnothing 1,00 m :

$$137,80 + 16,10 = 153,90$$

Cette cote est compatible avec la cote du sol en cet endroit : (152,00) environ.

Examinons maintenant le tronçon en amont du brise-charge et admettons, au passage de la crête, en prévoyant une surprofondeur de pose, une pression au sol de 3,50 m d'eau. La cote de sol étant de 166,00, la cote piézométrique sera de :

$$166,00 + 3,50 = 169,50$$

Or, entre la crête et le brise-charge, il y a 1 600 m. Dans le \varnothing 1,00 m, la perte de charge totale sur cette longueur est de :

$$J = 0,0026 \times 1\,600 = 4,15 \text{ m}$$

Cote piézométrique au brise-charge :

$$169,50 - 4,15 = 165,35$$

Il faudra donc briser :

$$165,35 - 153,90 = 11,45 \text{ m}$$

Une vanne-pointeau spécialement étudiée devra permettre la dissipation de cette énergie en trop.

Sur le plateau, une conduite de 1,50 m de diamètre sera prévue. Sa longueur sera de 18 000 m. Avec un débit de 1 160 l/s, $j = 0,000312$ p.m.

$$J = 0,000312 \times 18\,000 = 5,60 \text{ m}$$

Cote du plan d'eau dans R_1 :

$$169,50 + 5,60 = 175,10$$

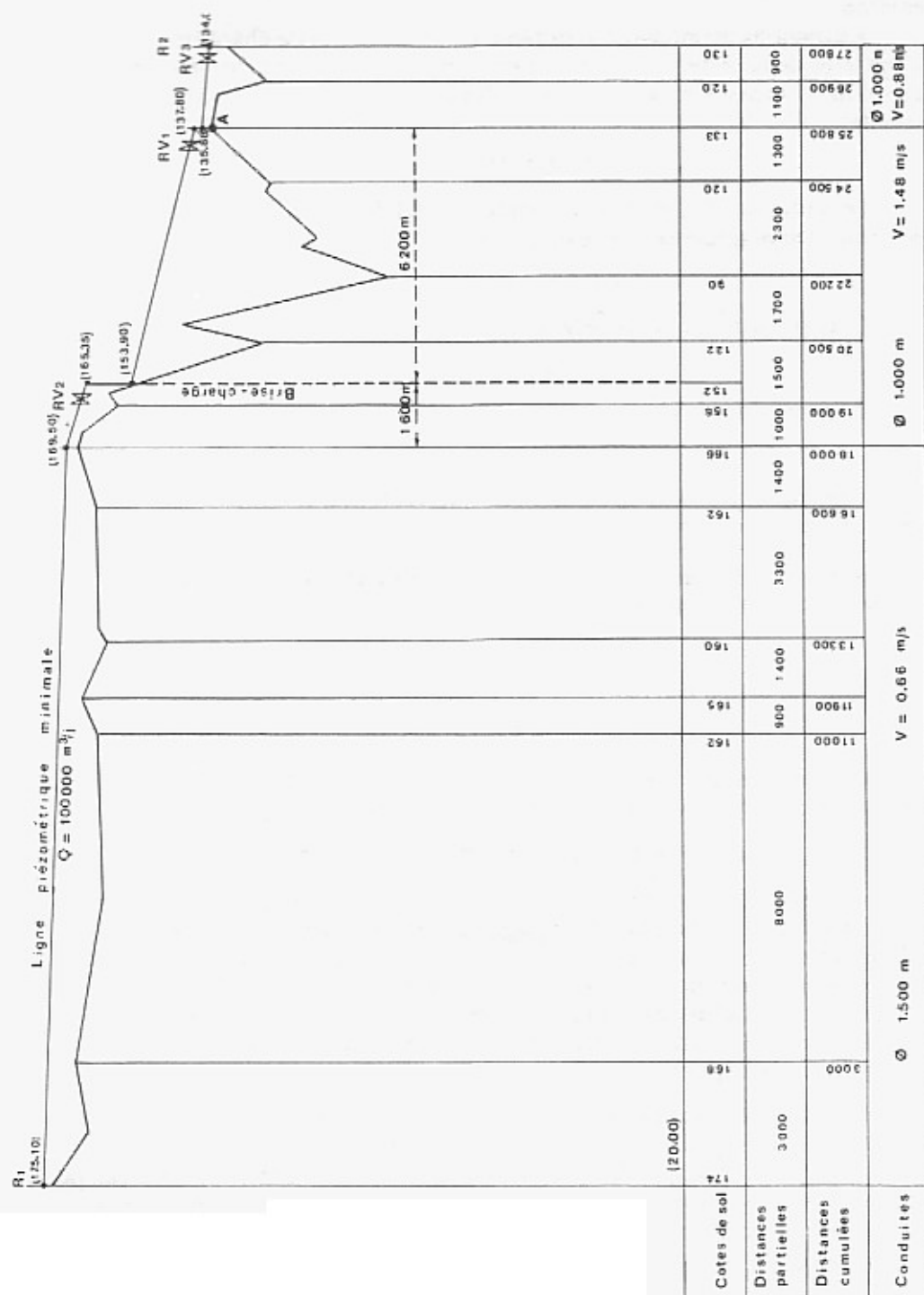
Comme le radier est à la cote 172,00, on aura une tranche d'eau de 3,10 m suffisante pour recouvrir la conduite de 1,50 m au départ du réservoir.

La régulation de cette adduction s'effectuera comme suit :

Le déversoir en A sera équipé, à son amont immédiat, d'une vanne RV_1 télécommandée et qui, par son réglage, permettra d'agir sur l'écoulement dans la conduite de 1,00 m et, en particulier, sur l'équipage mobile du brise-charge de façon qu'il soit admis, dans la chambre du brise-charge, un débit égal à celui qui en sort. Toutefois, cet équipement mobile n'assurant pas la fermeture totale, une 2^e vanne RV_2 sera nécessaire à l'amont immédiat de la chambre du brise-charge ; elle sera également télécommandée.

La conduite devant rester pleine sur toute sa longueur en cas d'arrêt de l'adduction, on exploitera R_1 à la cote maximale du plan d'eau (178,00) en serrant RV_2 de façon qu'à la fin de la fermeture des robinets, le plan d'eau ne descende pas au-dessous de (175,10) — on suppose que R_1 n'est plus alimenté au commencement de la fermeture des vannes.

En outre, à l'arrivée en R_2 , un robinet RV_3 sera installé dont le temps de fermeture devra permettre d'éviter de découvrir la conduite au départ de la chambre de répartition. La connaissance de ce temps déterminera la capacité à



donner à cette chambre. On tablera, par exemple, sur le fait que RV_3 ne commencera sa fermeture qu'une fois RV_1 complètement fermé, cas évidemment défavorable.

À l'arrêt de l'adduction, les lignes piézométriques correspondront à l'horizontale passant par le plan d'eau dans R_1 , d'une part, et à celles passant par le plan d'eau dans la chambre brise-charge et la chambre de répartition d'autre part.

Nous pouvons contrôler, d'après le profil en long, que la pression au sol reste toujours inférieure à 80,00 m d'eau.

7 — Une conduite d'adduction de 0,500 m de diamètre et de 5 000 m de longueur relie un réservoir de mise en charge R_1 , alimenté par un groupe de sources, à un réservoir d'emménagement R_2 qui dessert une importante agglomération. Cette conduite comporte, près de R_2 , un robinet de réglage du débit.

La conduite est assez incrustée ($k = 2.10^{-3}$ m) et transite un débit de 13 200 m³/j. La cote du plan d'eau dans R_1 est maintenue à (95,00). L'arrivée de l'eau dans R_2 s'effectue à la cote (85,20).

1°) Quelle est, dans l'exploitation actuelle, le pourcentage de fermeture du robinet de réglage ?

2°) On veut admettre, dans ladite conduite, un débit supplémentaire provenant d'un nouveau point d'eau, de façon à porter le débit global à 28 000 m³/j. Le raccordement sur la conduite de cette station d'appoint ne peut être effectué qu'à 1 000 m en amont de R_2 .

Quel débit devrait, dans cette hypothèse, fournir la station d'appoint en admettant inchangé le diamètre de l'adduction en aval du point de raccordement, mais en admettant que le plan d'eau d'exploitation du réservoir R_1 soit remonté à la cote (96,50) et que, d'autre part, le robinet d'extrémité soit grand ouvert. Quelle serait la répercussion sur la valeur du débit apporté par les sources actuelles qui alimentent directement R_1 ?

3°) En maintenant le débit actuel des sources et en supposant que l'on renforce, par une conduite posée en parallèle, le tronçon de 1 000 m d'extrémité de la conduite d'adduction, trouver le diamètre de la conduite de renfort (conduite neuve, de fabrication actuelle $k = 10^{-4}$ m) de façon à pouvoir alimenter R_2 à raison de 28 000 m³/j.

Solution

1°) Situation actuelle - % de fermeture du robinet d'extrémité.

$$Q = 13\,200 \text{ m}^3/\text{j} \text{ ou } 153 \text{ l/s}$$

$$j = 0,00176 \text{ avec } k = 2.10^{-3} \text{ m}$$

$$J = 0,00176 \times 5\,000 = 8,80 \text{ m}$$

Le réservoir R_1 étant exploité à la cote (95,00), la charge disponible entre R_1 et R_2 est de :

$$95,00 - 85,20 = 9,80 \text{ m}$$

En conséquence, le robinet doit créer une perte de charge singulière de :

$$9,80 - 8,80 = 1,00 \text{ m}$$

Son pourcentage de fermeture résulte de l'expression :

$$J = \frac{K V^2}{2g} = \frac{K Q^2}{2g S^2}$$

avec : $J = 1,00 \text{ m}$; $Q = 0,153 \text{ m}^3/\text{s}$; $S = 0,1963 \text{ m}^2$ ou $S^2 = 0,0385$

$$K = \frac{1 \times 2 \times 9,81 \times 0,0385}{0,153^2} = 32$$

D'après le tableau de la page 87 (tome 2), le % de fermeture est de l'ordre de 78 %. La fermeture totale d'un tel robinet s'effectuant en 54 tours, ce robinet sera, en principe, réglé sur une fermeture à : $54 \times 0,78 = 42$ tours.

2^o) Adjonction d'un débit supplémentaire en vue d'obtenir 28 000 m³/j en R_2

$$28\,000 \text{ m}^3/\text{j} = 324 \text{ l/s}$$

Dans le tronçon terminal, c'est-à-dire sur 1 000 m, ce débit engendrerait une perte de charge unitaire $j = 0,00785$ avec $V = 1,65 \text{ m/s}$, soit, pour 1 000 m :

$$J = 0,00785 \times 1\,000 = 7,85 \text{ m}$$

La cote piézométrique à 1 000 m en amont de R_2 serait donc, avec le robinet grand ouvert :

$$85,20 + 7,85 = 93,05$$

En exploitant R_1 à (96,50), la perte de charge disponible entre R_1 et le point de raccordement de la station d'appoint est de :

$$J = 96,50 - 93,05 = 3,45 \text{ m}$$

d'où

$$j = \frac{3,45}{4\,000} = 0,00086 \text{ p.m.}$$

Donc, le débit qui circulerait dans ces conditions serait, d'après les tables, de 106 l/s ($V = 0,55 \text{ m/s}$ environ), d'où diminution du débit des sources.

La station d'appoint devrait alors fournir :

$$324 - 106 = 218 \text{ l/s, soit } 18\,835 \text{ m}^3/\text{j.}$$

C'est le débit qui devrait alors être recherché.

3°) Le débit actuel des sources est maintenu et l'on renforce le tronçon terminal.

En vue de réduire au minimum le diamètre de la conduite de renfort, on admettra une exploitation de R_1 à (96,50) et le robinet d'extrémité sur le \varnothing 0,500 m sera maintenu grand ouvert.

Dans ces conditions, entre R_1 et le point de raccordement, il s'écoule toujours 153 l/s et le tronçon terminal devra transporter : $324 - 153 = 171$ l/s.

Avec 153 l/s sur 4 000 m, on a :

$$J = 0,00176 \times 4\,000 = 7,04 \text{ m}$$

La cote piézométrique au droit du point de raccordement doit être :

$$96,50 - 7,04 = 89,46$$

Perte de charge disponible entre ce point et R_2 :

$$89,46 - 85,20 = 4,26 \text{ m}$$

d'où

$$j = \frac{4,26}{1\,000} = 0,00426 \text{ p.m.}$$

Avec cette perte de charge et $k = 2.10^{-3}$ m, il circule, dans le \varnothing existant de 0,500 m, 240 l/s, robinet grand ouvert.

Il reste à faire passer, dans la conduite de renfort :

$$324 - 240 = 84 \text{ l/s}$$

avec la même perte de charge, mais dans une conduite neuve pour laquelle $k = 10^{-4}$.

D'après les tables, on trouve : \varnothing 0,350 m

Mais, avec ce diamètre commercial, il circule un débit beaucoup plus fort que 84 l/s ; dès lors, il y a deux solutions :

— ou bien le débit est limité par un robinet, comme sur le \varnothing 0,500 m, de façon à n'admettre que 84 l/s ;

— ou bien le débit de 84 l/s est maintenu en absorbant les pertes de charge par la pose, en série, d'une conduite de diamètre inférieur, soit \varnothing 0,300. Dans ce cas, les longueurs de conduites s'obtiennent en écrivant que la perte de charge totale est égale à 4,26 m.

Si x est la longueur du \varnothing 0,350 m, on a, les pertes de charge étant de 0,00204 pour \varnothing 0,350 m et 0,0044 pour \varnothing 0,300 m :

$$0,00204 x + 0,0044 (1\,000 - x) = 4,26 \text{ m}$$
$$x = 60 \text{ m}$$

On aura donc 60 m de conduite de 0,350 m, prolongés par 940 m de conduite de 0,300 m.

8 — Sur le tracé d'une conduite en fonte à emboîtements, de 1,00/0,900 m de diamètre, il existe :

1°) Un coude au 1/32 ($11^{\circ}15'$) sur le tronçon de 1,00 m de diamètre.

2°) Un cône 1,00/0,900 à emboîtements de 0,60 m de longueur horizontale entre fonds d'emboîtements.

Donner la disposition de l'amarrage du coude et du cône sachant que la pression dans la conduite est de 3,7 bars au droit du coude et 5,7 bars au droit du cône et que l'on ne peut disposer, de part et d'autre de l'axe des tuyaux, dans les deux cas, que d'une distance libre de 1.70 m.

La masse volumique du béton sera prise égale à $2\,300\text{ kg/m}^3$.

La tangente de l'angle de glissement béton sur le sol sera prise égale à 0,75.

Le dessus des tuyaux se trouve à 1,00 m au-dessous du sol naturel.

Solution

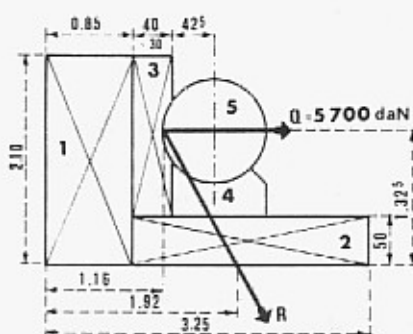
1^o) *Amarrage du coude.*

La poussée tendant à déboîter le coude est de :

$$Q = 2 F \sin \frac{\alpha}{2}$$

$$F = \frac{\pi \times 1^2}{4} \times 3,7 \times 10^4 \quad \text{et} \quad \alpha = 11^\circ 15'$$

donc $Q = \frac{2 \times 3,14}{4} \times 3,7 \times 0,0965 \times 10^4 = 5\,700 \text{ daN}$



La disposition simple du massif de butée poids derrière le coude étant difficilement réalisable par suite du manque de place, nous adopterons la disposition en console ci-dessus et rechercherons la position de la résultante générale de la poussée et du poids du massif.

On prendra pour la largeur du massif 1,15 m.

Calcul de la position du centre de gravité du massif.

	Poids	Moments
Massif (1) :	$2,10 \times 0,85 \times 1,15 \times 2\,300 = 4\,725 \times 0,425 =$	2 010
Massif (2) :	$2,40 \times 0,50 \times 1,15 \times 2\,300 = 3\,170 \times 2,05 =$	6 500
Massif (3) :	$0,30 \times 0,40 \times 1,60 \times 2\,300 = 440 \times 1,050 =$	460
Massif (4) :	$0,90 \times 0,40 \times 0,20 \times 2\,300 = 165 \times 1,675 =$	275
Massif (5) :	Coude et eau	$1\,200 \times 1,675 =$ 2 010
Totaux :	9 700 daN	11 255 mdaN

Le centre de gravité se situe à :

$$\frac{11\,255}{9\,700} = 1,16 \text{ m de la face arrière du massif.}$$

Point de passage de la résultante R :

$$1,16 + \frac{5\,700 \times 1,325}{9\,700} = 1,92 \text{ m}$$

Elle se maintient dans le 1/3 central de base.

Résistance au glissement :

$$9\,700 \times 0,75 = 7\,275 \text{ daN}$$

Coefficient de sécurité au glissement :

$$\frac{7\,275}{5\,700} = 1,28$$

Moment de renversement du massif :

$$5\,700 \times 1,325 = 7\,550 \text{ mdaN}$$

Moment de stabilité :

$$9\,700 \times (3,25 - 1,16) = 20\,270 \text{ mdaN}$$

Coefficient de sécurité au renversement :

$$\frac{20\,270}{7\,550} = 2,68$$

L'amarrage sera constitué par un fer plat de 80×10 mm sur lequel des tiges filetées de Ø 20 mm pourront être assujetties à l'aide de boulons. Les tiges seront ancrées dans le massif.

Les dimensions ci-dessus sont surabondantes ; en effet, cet amarrage restera en terre et est appelé à se corroder avec le temps.

Taux de travail des ceintures fer plat :

$$\frac{5\,700}{2 \times 8 \times 1} = 356 \text{ bars}$$

Taux de travail des tiges filetées :

$$\frac{5\,700}{2 \times 3,14} = 900 \text{ bars}$$

Excentricité de la résultante :

$$1,92 - \frac{3,25}{2} = 0,295 \text{ m}$$

Taux de travail sur le sol :

$$\frac{9\,700}{325 \times 115} \left(1 + \frac{6 \times 29,5}{325} \right) = 0,400 \text{ bar}$$

Calcul de la semelle. Elle sera supposée encastrée dans le massif.

C'est une console de portée 1,575 m, distance correspondant à la partie comprise entre l'extrémité de la semelle et l'axe du tuyau.

$$\text{Moment} = 4\,000 \times \frac{1,575^2}{2} = 5\,000 \text{ mdaN}$$

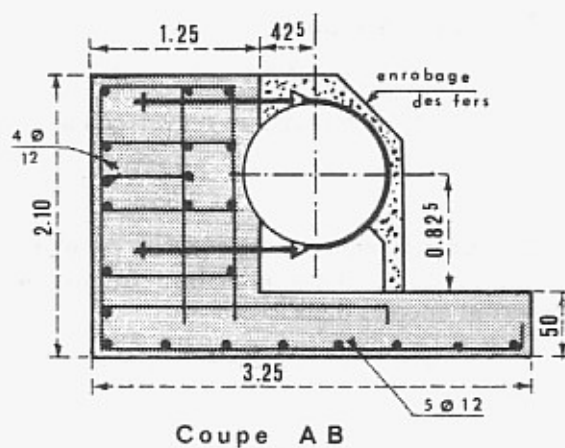
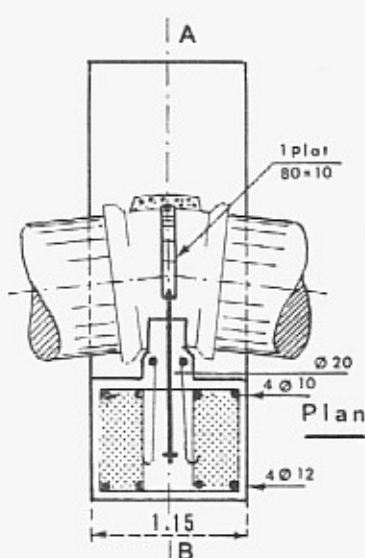
Avec une hauteur utile $H' = 50 - 4 = 46 \text{ cm}$, nous trouvons comme armatures 5 \varnothing de 12 mm.

Calcul du massif. Il est encastré dans la semelle.

Moment dû à la poussée horizontale :

$$5\,700 \times 0,825 = 4\,700 \text{ mdaN}$$

Avec une hauteur utile $H' = 85 - 5 = 80 \text{ cm}$, nous trouvons comme armatures 4 \varnothing de 12 mm.



On prolongera 4 Ø 12 mm de la semelle dans le massif.

On complètera par 4 Ø de 10 mm pour le montage et des étriers seront prévus.

En définitive, nous avons les dispositions représentées par le dessin. Les fers d'amarrage seront protégés par un enrobage de béton une fois les boulons serrés.

2°) *Amarrage du cône.*

Effort de poussée dû au changement de diamètre :

$$Q = \frac{\pi}{4}(1^2 - 0,9^2) \times 5,7 \times 10^4 = 8\,500 \text{ daN}$$

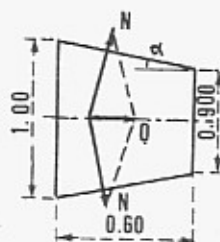
Effort normal aux génératrices :

$$\frac{8\,500}{2 \sin \alpha}$$

$$\text{Or, } \operatorname{tg} \alpha = \frac{1-0,9}{2 \times 0,6} = 0,0835$$

Si l'on confond le sinus et la tangente, on a :

$$\text{Effort normal } N = \frac{8\,500}{2 \times 0,0835} = 51\,000 \text{ daN}$$



En raison du manque de place, le cône sera enserré dans une dalle verticale de béton armé de 0,45 m d'épaisseur. Il faut donc :

1°) Eviter l'éclatement du béton sous l'effet de "coin", d'où la nécessité de prévoir, autour de la pièce et noyées dans le béton, des spires destinées à absorber l'effort N ci-dessus.

2°) Que la résultante R de l'effort de 8 500 daN et du poids du massif satisfasse à la condition de non-glissement du massif sur le sol. Autrement dit, le massif doit rester stable sous l'effet de la poussée horizontale de 8 500 daN.

1ère condition. Une section cylindrique de diamètre D , soumise à une pression intérieure unitaire p , donne lieu, par m.l., à un effort F normal donné par l'expression

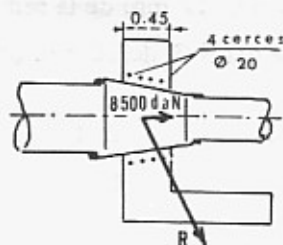
$$F = \frac{pD}{2}$$

L'effort total à absorber étant de 51 000 daN l'effort unitaire p a pour valeur :

$$p = \frac{51\,000}{\pi D l}$$

l valant, ici, 0,45 m.

$$\text{et } F = \frac{51\,000}{\pi D l} \times \frac{D}{2} = \frac{51\,000}{2\pi \times 0,45} = 18\,000 \text{ daN}$$



Avec des cercles travaillant à 1 500 bars,

$$\omega = \frac{18\,000}{1\,500} = 12 \text{ cm}^2$$

soit 4 cercles de 20 mm de diamètre noyées dans le béton autour du cône.

2^e condition. Il faut trouver le poids et le centre de gravité du massif. Fixons-nous un massif dont les dimensions sont indiquées sur le dessin.

	Poids	Moments
Massif (1) :	$\left[(2,70 \times 1,90 \times 0,45) - \left(\frac{\pi \times 0,95^2}{4} \times 0,45 \right) \right] \times 2\,300 = 4\,580 \times 0,225 = 1\,040$	
Massif (2) :	$2,20 \times 0,30 \times 2,70 \times 2\,300$	$= 4\,100 \times 1,10 = 4\,500$
Massif (3) :	$1,90 \times 0,60 \times 0,80 \times 2 \times 2\,300$	$= 4\,200 \times 0,85 = 3\,570$
Massif (4) :	$0,95 \times 0,60 \times 0,75 \times 2 \times 2\,300$	$= 1\,960 \times 1,725 = 3\,400$
Tuyau + eau	$1\,940 \times 1,10$	$= 2\,120$
Totaux :	16 780 daN	14 630 mdaN

Le centre de gravité se situe à :

$$\frac{14\,630}{16\,780} = 0,87 \text{ m de la face arrière du massif.}$$

Point de passage de la résultante :

$$0,87 + \frac{8\,500 \times 1,05}{16\,780} = 1,41 \text{ m}$$

Elle passe par le 1/3 central de base.

Résistance au glissement : $16\,780 \times 0,75 = 12\,600 \text{ daN}$

Coefficient de sécurité :

$$\frac{12\,600}{8\,500} = 1,48$$

Moment de renversement :

$$8\,500 \times 1,05 = 8\,950 \text{ mdaN}$$

Moment de stabilité :

$$16\,780 \times (2,20 - 0,87) = 22\,200 \text{ mdaN}$$

Coefficient de sécurité :

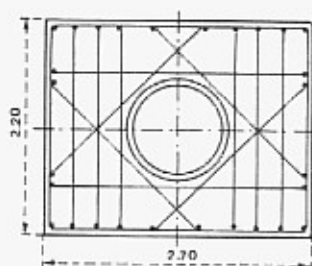
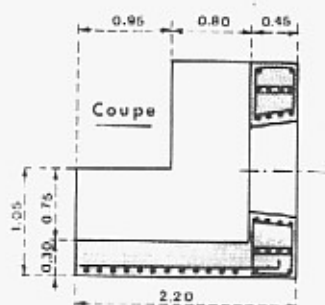
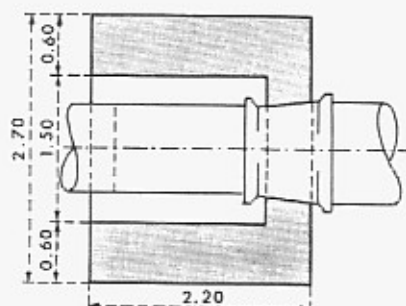
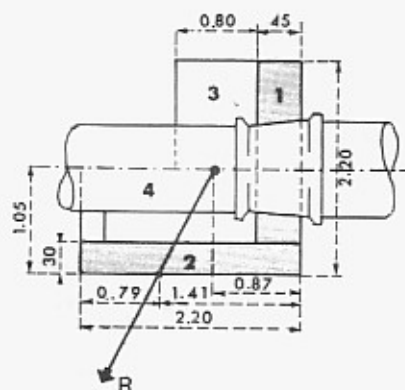
$$\frac{22\,200}{8\,950} = 2,5$$

Excentricité de la résultante :

$$\frac{2,20}{2} - 0,79 = 0,31 \text{ m}$$

Taux de travail sur le sol :

$$\frac{16\,780}{270 \times 220} \left(1 + \frac{6 \times 31}{220} \right) = 0,515 \text{ bar}$$



Vue de face

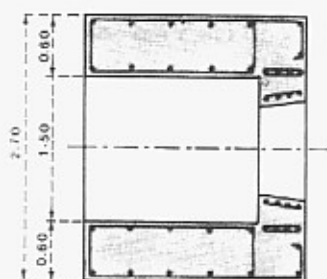
Plan

Radier

$$\text{Moment : } \frac{5\,150 \times 1,5^2}{10} = 1\,160 \text{ mdaN}$$

Hauteur utile $H' = 27 \text{ cm}$;

armatures : 8 \varnothing de 8 mm p.m.



CONDUITES DE REFOULEMENT PROBLEMES DE POMPAGES

réf. *Hydraulique urbaine*, Tome 2, (p. 88 à 196)

RAPPEL DE LA NOTION DE N.P.S.H.

Nous reprendrons, sous une forme plus complète et plus explicite les indications fournies dans le livre (tome 2, pages 146 à 151), où la prise en compte de la tension de la vapeur, certes négligeable pour le transport des eaux dites froides (jusqu'à 30 °C) n'apparaît pas très nettement.

En fait, le NPSH disponible ($NPSH_d$) est la valeur de la pression absolue, diminuée de la tension de vapeur pour la température de l'eau, pression mesurée sur l'axe de la bride d'aspiration de la pompe.

Ce $NPSH_d$ est connu de l'utilisateur et se calcule comme suit. D'après la relation de BERNOULLI (page 147 du tome 2) et la définition donnée ci-dessus, on a, en négligeant les termes en $\frac{V^2}{2g}$:

$$NPSH_d = \frac{p_1}{\varpi} - h_v = \frac{p_0}{\varpi} + (z_0 - z_1) - J_a - h_v$$

si h_v est la hauteur représentative de la tension de vapeur $h_v = \frac{t}{\varpi}$

Pour une aspiration en dépression sous la hauteur H_a , on a :

$$NPSH_d = \frac{p_0}{\varpi} - (H_a + J_a + h_v)$$

Or, pour des altitudes inférieures à 100 m, et pour une eau froide, on peut poser :

$$\frac{p_0}{\varpi} - h_v = 10,00 \text{ m}$$

de sorte que, dans la majeure partie des cas, on peut écrire :

$$NPSH_d = 10 - (H_a + J_a)$$

et l'on retrouve ainsi l'expression (57) du tome 2, page 148, étant bien entendu que, dans des conditions différentes d'altitude et de température de l'eau, il y aurait lieu d'apporter les corrections nécessaires.

Par ailleurs, le constructeur établira, pour sa pompe, les différentes valeurs du débit pour lesquelles la cavitation apparaît. Or, celle-ci se manifeste lorsque la pression absolue de l'eau, qui décroît depuis la bride d'aspiration jusqu'à un certain point à l'intérieur de la roue, atteint, pour ce point, une valeur minimale correspondant à la tension de vapeur pour la température de l'eau pompée.

Donc, lorsque la cavitation apparaît, la pression absolue $\frac{p'_1}{\omega}$ à la bride d'aspiration est supérieure à la tension de vapeur b_v d'une valeur de la forme kQ^2 , k étant un coefficient tenant compte des différences de vitesse et des pertes de charge entre la bride et le point de pression absolue minimale à l'intérieur de la roue pour le passage d'un débit Q .

$$\frac{p'_1}{\omega} = b_v + k Q^2$$

Par analogie avec le $NPSH_d$, le $NPSH$ connu du constructeur pour la pompe qu'il offre à son client s'appelle le $NPSH_r$ (et se mesure au même point, c'est-à-dire à la bride d'aspiration. Ce sera, par définition, l'expression :

$$NPSH_r = \frac{p'_1}{\omega} - b_v = k Q^2$$

On retrouve donc une forme analogue à celle du $NPSH_d$ et si

$$\frac{p_1}{\omega} = \frac{p'_1}{\omega}$$

il y aura cavitation. Pour que celle-ci n'apparaisse pas, il faut, évidemment, que l'on ait :

$$\frac{p_1}{\omega} > \frac{p'_1}{\omega} \quad \text{ou que : } NPSH_d > NPSH_r$$

On arrive donc aux mêmes conclusions que celles exprimées dans le livre et traduites par la figure 185, page 148, où la courbe $NPSH_d$ est la caractéristique de la conduite d'aspiration et la courbe $NPSH_r$, lieu des points où la cavitation commence à apparaître, n'est autre que la parabole représentée par l'expression $k Q^2$.

Influence du rognage et de la modification de vitesse de rotation sur le $NPSH$.

Le rognage n'a aucune influence sur la valeur du $NPSH_r$. En effet, le rognage intervient par la réduction du diamètre extérieur de la roue, ce qui entraîne une diminution de la hauteur H d'élévation (relation 48 du tome 2). Mais, la cavitation est un phénomène qui n'affecte uniquement que l'aspiration et elle est indépendante de H , les conditions d'aspiration restant inchangées. En conséquence, une diminution du diamètre D_2 n'aura pas de répercussion sur le $NPSH_r$.

Il n'en est pas de même pour une modification de la vitesse de rotation de la pompe. Le $NPSH$ est une hauteur et suivra la loi des hauteurs indiquée pour

les pompes semblables présentant le même diamètre et tournant à des vitesses différentes. Le $NPSH_r$ variera donc comme le carré des vitesses de rotation.

C'est pour cette raison que le rapport donné page 148 du tome 2 entre $NPSH_r$ et H est une constante quelle que soit la vitesse car les deux termes varient de la même manière.

9 — Une conduite de refoulement de 1,00 m de diamètre, posée sur 3 700 m, alimente un réservoir à raison de 60 000 m³/j. La hauteur géométrique d'élévation est de 50 m.

Il est prévu de renforcer l'alimentation du réservoir de façon à porter le débit transité aux environs de 90 000 m³/j. A cet effet, il est envisagé d'établir, en parallèle, une conduite nouvelle dont on recherche le diamètre. Toutefois, pour des raisons d'encombrement souterrain, la conduite nouvelle ne pourra être posée qu'à partir de 500 m du point origine et empruntera un tracé différent de celui de la conduite actuelle qu'elle rejoindra à 200 m du réservoir. La longueur du tracé nouveau sera de 4 000 m.

Il est imposé de ne pas dépasser, sur tout le parcours, une perte de charge totale de 5,00 m pour le débit maximal de 90 000 m³/j.

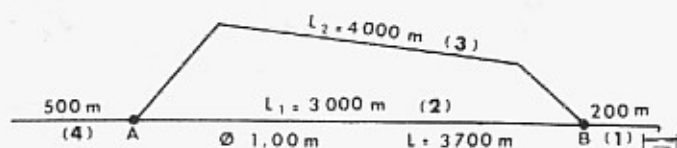
1°) Quel est le diamètre de la conduite nouvelle ?

2°) Quels seront les débits qui circuleront dans les différentes conduites si la caractéristique QH de la pompe chargée de relever l'eau coupe la caractéristique du système de conduites au point $H = 54$ m ? Quelles seront les pertes de charge totales aux extrémités de chaque tronçon ?

3°) Quel aurait été, pour le même débit global ci-dessus, le diamètre économique du refoulement dans l'hypothèse d'une conduite entièrement neuve sur tout le tracé à condition de ne pas dépasser la perte de charge totale de 5,00 m (on prendra $e/f = 1/7$).

Pour les questions 1° et 2° on prendra $k = 2 \cdot 10^{-3}$ m ; pour la question 3° on prendra $k = 4 \cdot 10^{-4}$ m.

Solution



$$90\,000 \text{ m}^3/\text{j} = 1\,040 \text{ l/s}$$

1°) Le diamètre de 1,00 m est conservé aux extrémités, soit sur 500 + 200 = 700 m.

Pour le passage d'un débit de 1 040 l/s, les tables donnent : ($k = 2.10^{-3}$ m)

$$j = 0,0021 \text{ p.m}$$

$$J = 0,0021 \times 700 = 1,47 \text{ m}$$

Comme on ne doit pas dépasser une perte de charge totale de 5,00 m sur le tracé, il reste, pour le tronçon AB :

$$5,00 - 1,47 = 3,53 \text{ m}$$

Dans le \varnothing 1,00 m, sur 3 000 m, la charge disponible est de :

$$\frac{3,53}{3\,000} = 0,00117 \text{ p.m}$$

Les tables indiquent que le débit correspondant est de 770 l/s.

En conséquence, il passera, dans la branche nouvelle,

$$1\,040 - 770 = 270 \text{ l/s}$$

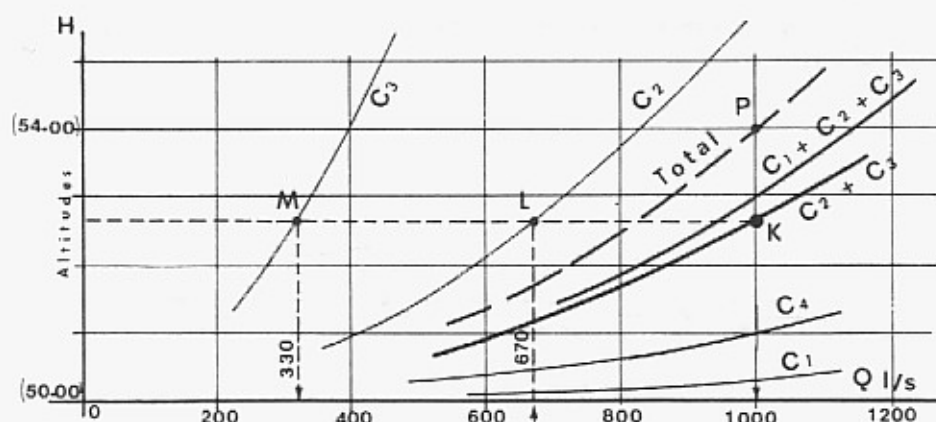
La perte de charge unitaire est alors de :

$$\frac{3,53}{4\,000} = 0,00088 \text{ p.m}$$

Les tables indiquent que, pour écouler ce débit avec, au plus, cette perte de charge, il faut un \varnothing 0,800 m.

2°) Nous déterminerons, maintenant, les débits transités avec $H = 54,00$ m. Cette question sera résolue graphiquement après avoir tracé les caractéristiques de chaque conduite.

En partant du réservoir et en remontant le sens de l'écoulement, on aura le tracé ci-après, les pertes de charge étant portées dans le sens positif, de bas en haut.



Les conduites ont été numérotées (1), (2), (3) et (4) sur le schéma. Leurs caractéristiques C portent les mêmes indices.

C_2 et C_3 donnent une résultante par sommation des abscisses ($C_2 + C_3$).

Les autres canalisations étant en série, les ordonnées sont ajoutées pour obtenir finalement la résultante totale.

L'horizontale passant par la cote (54,00) donne le point P correspondant à 1.000 l/s. C'est le débit qui passe, notamment, en B et en A. Pour avoir le débit qui circule dans chacune des conduites (2) et (3), il suffit de mener par K, rencontre de la verticale passant par P avec ($C_2 + C_3$), une horizontale qui coupe en L et M les courbes C_2 et C_3 . Nous obtenons ainsi :

- débit dans (2) : 670 l/s
- débit dans (3) : 330 l/s

Les pertes de charge totale se lisent également sur le graphique :

- en A : 1,00 m
- en B : 3,70 m
- au réservoir : 4,00 m

3°). *Calcul du diamètre économique pour une conduite neuve sur tout le parcours, ($k = 4.10^{-4}$ m) (voir tableau du tome 2 p. 448)*

Avec $e/f = 1,7$, on a :
 $D = 1,08 Q^{0,46}$
 pour $Q = 1\ 000$ l/s ou $1\ m^3/s$,
 $D = 1,08$ m

Nous prendrons le diamètre commercial de $\varnothing 1,10$ m.

Ce diamètre ne figure pas dans la table de COLEBROOK. Pour trouver la perte de charge engendrée par le passage du débit ci-dessus, on se servira de la perte de charge produite par le passage de ce débit dans une conduite de 1,00 m par exemple.

Pour $\varnothing 1,00$ m, on trouve $j = 0,00196 \times 0,73 = 0,00143$ avec $Q = 1\ 000$ l/s ($k = 4.10^{-4}$ m)

Comme on a :

$$\frac{j}{j'} = \frac{D'^5}{D^5}$$

on tire : $j' = 0,00143 \times \left[\frac{1}{1,1} \right]^5 = 0,00089$ p.m

Perte de charge totale sur 3 700 m :

$$0,00089 \times 3\ 700 = 3,30\ m < 5,00\ m$$

10 — Soit un aqueduc à plan d'eau libre de section circulaire de 2,00 m de diamètre et 0,30 m de pente au km sur le tracé duquel s'insère un siphon de vallée composé de deux files parallèles de conduites de 1,25 m de diamètre et de 1 700 m de longueur chacune. A la traversée de cette vallée, les cotes de ra-

dier au droit des têtes de siphon sont les suivantes :

- tête amont 107,34
- tête aval 106,37

Pour $120\,000\text{ m}^3/\text{j}$, on a relevé les cotes de plan d'eau ci-après :

- tête amont 107,78
- tête aval 107,35

Un débit supplémentaire de $86\,500\text{ m}^3/\text{j}$ est injecté dans les deux conduites du siphon à une distance de 500 m de la tête aval par une usine de refoulement située à proximité et alimentée par un groupe de sources.

Sachant que, pour le passage du débit de $120\,000 + 86\,500 = 206\,500\text{ m}^3/\text{j}$, la hauteur d'eau dans l'aqueduc en régime permanent est de $1,44\text{ m}$ et que le plan d'eau à l'aspiration de la pompe est à la cote moyenne ($20,00$) :

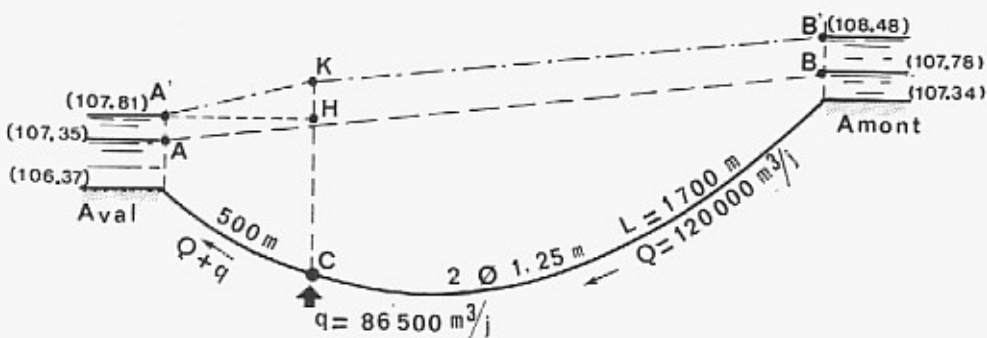
1°) Quelle est la valeur de la hauteur d'élévation totale sous laquelle doit fonctionner la pompe ?

2°) Quelle sera la hauteur du plan d'eau à la tête amont du siphon ?

On négligera les pertes de charge au refoulement étant donné la très courte longueur de la canalisation joignant la pompe aux conduites du siphon.

Solution

Schématiquement, le dispositif peut être représenté comme indiqué ci-dessous :



Avant injection du débit supplémentaire de $86\,500\text{ m}^3/\text{j}$ la ligne piézométrique relative aux conduites du siphon est AB joignant les plans d'eau extrêmes. Elle correspond donc au passage de $120\,000\text{ m}^3/\text{j}$.

L'injection, en C, du débit de $86\,500\text{ m}^3/\text{j}$ va faire passer à $206\,500\text{ m}^3/\text{j}$ le débit de l'aval de C, le débit restant inchangé à l'amont de ce point. Il va en résulter un accroissement des pertes de charge sur le tronçon aval, donc une augmentation de pente du profil piézométrique, tandis qu'à l'amont, la pente de la ligne piézométrique restera inchangée.

En conséquence, la pompe de l'usine devra pouvoir élever l'eau à la hauteur géométrique :

$$(106,37 + 1,44) - 20,00 = 87,81 \text{ m}$$

en admettant qu'à la tête aval, le plan d'eau est celui du régime permanent (*Hydraulique urbaine*, tome 2, p. 83).

A la hauteur géométrique ci-dessus, il faut ajouter les pertes de charge KH correspondant au passage du débit de $206\,500 \text{ m}^3/\text{j}$ dans deux conduites de $1,25 \text{ m}$.

Ces pertes seront calculées par référence aux mesures faites pour le passage de $120\,000 \text{ m}^3/\text{j}$.

$$J_{\text{actuel}} = 107,78 - 107,35 = 0,43 \text{ m}$$

$$\text{soit } j = \frac{0,43}{1\,700} = 0,00025 \text{ p.m}$$

Perte de charge sur le tronçon aval de C :

$$KH = 0,00025 \times \left[\frac{206\,500}{120\,000} \right]^2 \times 500 = 0,37 \text{ m}$$

Hauteur d'élévation totale de la pompe :

$$H = H_g + J = 87,81 + 0,37 = 88,18 \text{ m}$$

La cote du plan d'eau à la tête amont se déterminera en conservant la même perte de charge unitaire $0,00025$ en amont de C, soit :

$$(107,81 + 0,37) + 0,00025 (1\,700 - 500) = 108,48$$

Hauteur du plan d'eau correspondant :

$$108,48 - 107,34 = 1,14 \text{ m}$$

Nota Cet exercice est à rapprocher de l'exercice n° 7. Toutefois, la cote maximale dans le réservoir de l'exercice 7 étant imposée, limite le débit pouvant circuler en amont du point de raccordement et donne une ligne piézométrique qui n'est pas parallèle à celle que l'on obtient avant l'introduction du débit supplémentaire. Il n'en est pas de même pour l'exercice 10 puisque l'on maintient le même débit en amont de C, à condition, bien entendu, de ne pas mettre l'aqueduc en charge.

11 — Un fabricant de pompes centrifuges dispose, en magasin, de moteurs de puissances diverses dont la vitesse de rotation est de $1\,450 \text{ tr/min}$. Il dispose également de roues de pompes de divers diamètres, géométriquement semblables, qui correspondent à une vitesse spécifique de 53 tr/min pour le rendement maximal.

Deux commandes lui sont adressées en vue de satisfaire les conditions de marche ci-après :

1ère commande : $Q = 84 \text{ l/s}$; $H = 10 \text{ m}$

2è commande : $Q = 61 \text{ l/s}$; $H = 64 \text{ m}$

On demande :

1°) De combien de roues se composera la pompe répondant à chacun des cas envisagés ci-dessus ?

2°) Ces roues seront-elles montées en série ou en parallèle ?

3°) Quelle est la pompe dont les roues présenteront le plus grand diamètre extérieur ?

4°) Quel sera le rapport des diamètres extérieurs de ces roues ?

Solution

Nous avons :
$$n_s = \frac{NQ^{1/2}}{H^{3/4}}$$

Quelles que soient les pompes, $n_s = 53$ et,

$$N = 1\,450 \text{ tr/min}$$

Donc :
$$\frac{Q^{1/2}}{H^{3/4}} = \frac{53}{1\,450} = 0,0366 \quad (1)$$

Or, pour la 1ère commande,

$$\frac{Q^{1/2}}{H^{3/4}} = \frac{0,084^{1/2}}{10^{3/4}} = 0,052$$

Comparée à (1), cette valeur de 0,052 est trop forte.

Comme on ne peut augmenter H , il faut diminuer Q ; il est donc nécessaire d'envisager des pompes monocellulaires que l'on disposera en parallèle.

Si p est le nombre de pompes identiques en parallèle, nous devons avoir :

$$\frac{Q^{1/2}}{p^{1/2} H^{3/4}} = 0,0366 \text{ d'où } p = 2$$

Donc, pour la 1ère commande, le constructeur proposera deux pompes identiques, monocellulaires, à monter en parallèle.

En ce qui concerne la 2è commande,

$$\frac{Q^{1/2}}{H^{3/4}} = \frac{0,061^{1/2}}{64^{3/4}} = 0,0109$$

Comparée à (1), cette valeur de 0,0109 est trop faible. Pour l'augmenter, on ne peut que diminuer H , puisque le débit ne peut pas être augmenté. Cette condition impose de prévoir une pompe multicellulaire où les roues se trouve-

sont groupées en série.

Si r est le nombre de roues à disposer en série, nous devons avoir :

$$r^{3/4} \times 0,0109 = 0,0366 ; \quad r^{3/4} = 3,37$$

$$r = 5,05$$

Cette valeur étant très proche de 5, 5 roues seront disposées en série ; la hauteur de refoulement de chacune d'elles sera de $\frac{64}{5} = 12,80$ m.

Comme les diamètres extérieurs sont proportionnels à H , pour une même vitesse de rotation (*Hydraulique urbaine*, tome 2, formule (48)) c'est la pompe multicellulaire qui présentera les roues de plus grand diamètre puisque $H = 12,80$ m au lieu de 10 m pour la pompe monocellulaire.

Enfin, les diamètres extérieurs seront dans le rapport :

$$\sqrt{\frac{10}{12,8}} = \sqrt{0,78} = 0,884$$

12 — Il est prévu d'équiper une usine d'un groupe électro-pompe à axe horizontal en vue de refouler vers un réservoir situé à 2 000 m un débit journalier de 22 500 m³. Le niveau d'aspiration sera considéré constant à la cote (35,00). Le niveau à atteindre au réservoir par la conduite de refoulement en fonte est à l'altitude (105,00). L'exploitation s'effectue d'une manière continue ; elle pourrait, toutefois, s'accommoder éventuellement d'une marche inférieure à 24 h par jour.

Le sol, au voisinage de l'usine, est à la cote (36,25).

On sait, par ailleurs, que la conduite d'aspiration mesure 500 m de longueur et est prévue au diamètre de 0,500 m. On donne la courbe QH de la pompe pour une vitesse de 950 tr/min ainsi que les courbes équirendement pour des rognages divers de la roue. Le rendement du moteur sera pris égal à 85 %.

1°) Déterminer le diamètre économique de la conduite de refoulement ($e = 0,08$ F le kWh ; prix de la fonte : 0,80 F - les tuyaux proviennent d'un stock existant).

2°) Tout en conservant la même vitesse de rotation, indiquer les solutions possibles pour adapter la pompe aux conditions de refoulement imposées. Donner le % éventuel de rognage de la roue. Le critère du choix sera donné par le minimum de dépense d'énergie consommée dans la journée.

3°) Déterminer, pour chaque cas examiné, la position en altitude de l'axe de la pompe de manière qu'il n'y ait aucun risque de cavitation pour le débit refoulé. On donne la courbe du NPSH requis fournie par le constructeur.

On prendra $k = 2.10^{-3}$ m.

Solution

$$22\,500 \text{ m}^3/\text{j} = 0,260 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$e/f = \frac{0,08}{0,80} = \frac{1}{10}$$

Diamètre économique du refoulement :

$$D = 1,02 \times 0,260^{0,46}$$

Après calcul, on trouve un diamètre commercial de 0,600 m.

On trace la caractéristique C_r du refoulement à partir du point

$$H = 105 - 35 = 70 \text{ m.}$$

L'aspiration ayant une longueur non négligeable, traçons également sa caractéristique C_a .

Ces conduites étant en série, les pertes de charge s'ajoutent pour un même débit et nous en déduisons la caractéristique résultante $C_a + C_r$ qui coupe QH au point P_1 .

Or, P_1 ne correspond pas au fonctionnement désiré, lequel est représenté par P_3 , d'abscisse $0,260 \text{ m}^3/\text{s}$.

Dès lors, plusieurs solutions se présentent (*Hydraulique urbaine*, tome 2, p. 169) :

1°) *Accepter P_1 comme point de fonctionnement.*

$$Q = 0,314 \text{ m}^3/\text{s} ; H = 79,25 \text{ m} ; \rho = 81 \%$$

Le temps de pompage sera réduit à $\frac{22\,500}{0,314 \times 3\,600} = 20 \text{ h}$ par jour.

Il faut éviter une marche en cavitation.

Or, 314 l/s dans la conduite d'aspiration donne lieu à $j = 0,00738 \text{ p.m.}$

$$J = 0,00738 \times 500 = 3,69 \text{ m}$$

La verticale passant par P_1 rencontre le NPSH_r en I_1 ; si l'on fait $\text{NPSH}_r = \text{NPSH}_d$, le point de départ de cette dernière courbe se situe donc 3,69 m au-dessus de I_1 , ce qui permet de lire la valeur de H_a correspondante, soit 0,60 m environ.

En prenant 1 m comme écart entre les 2 NPSH , la sécurité sera bien assurée ; la pompe aura une aspiration en légère charge : $1,00 - 0,60 = 0,40 \text{ m}$.

L'axe du plan de pose se situera donc à $35,00 - 0,40 = 34,60$, c'est-à-dire en-dessous du niveau du sol (cote du radier du sous-sol : environ 34,00).

La puissance absorbée par la pompe dans ces conditions est :

$$P = 9,81 \times \frac{0,314 \times 79,25}{0,81} = 302 \text{ kW}$$

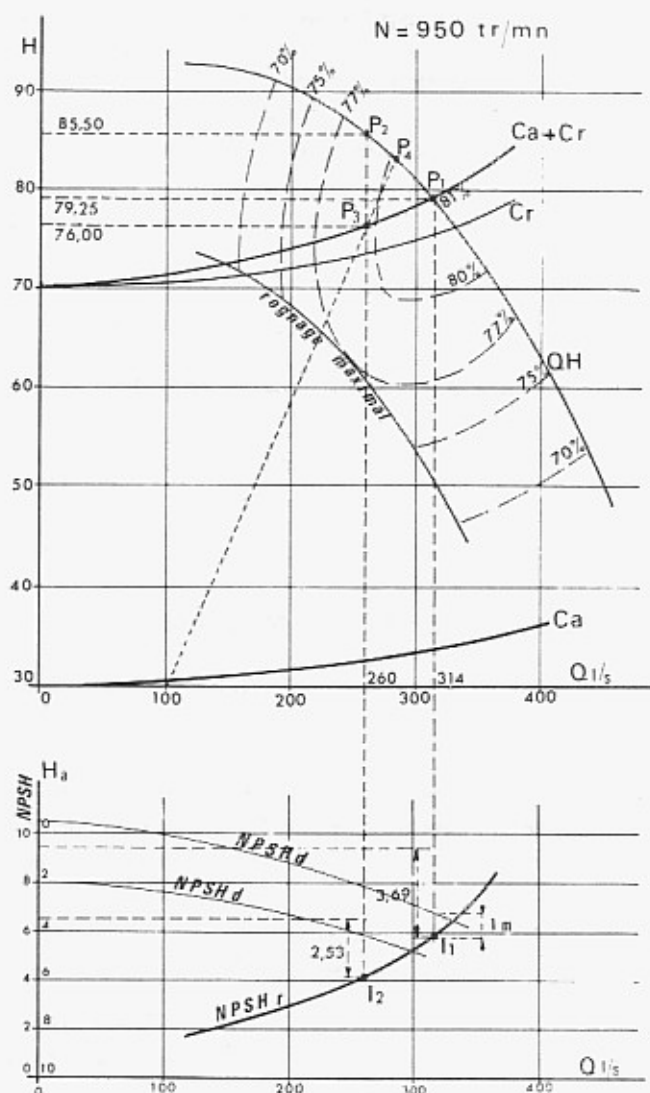
$$\text{majoration } 10 \% \quad \underline{30}$$

$$\text{Total } 332 \text{ kW}$$

$$\text{Puissance absorbée par le moteur : } \frac{332}{0,85} = 390 \text{ kW}$$

Dépense journalière en énergie électrique :

$$0,08 \times 390 \times 20 = 625 \text{ F}$$



2°) Vanner sur le refoulement.

Point P_2 : $Q = 0,260 \text{ m}^3/s$; $H = 85,50 \text{ m}$; $\rho = 78 \%$

Le temps de pompage est évidemment de 24 h.

La position de la pompe sera donnée par la condition de non-cavitation.

Par un raisonnement identique au précédent, on trouve que, dans la conduite d'aspiration, pour un débit de 260 l/s, $j = 0,00506$ p.m. et $J = 0,00506 \times 500 = 2,53$ m. Le point de départ de la courbe du $NPSH_d$ se situera donc, pour $NPSH_d = NPSH_r$, à 2,53 m au-dessus de l_2 .

Compte tenu de la cote de sol de (36,25) la figure montre qu'en prenant pour H_a la valeur 2,00 m pour l'aspiration, en dépression, cette fois, la condition de non-cavitation est largement satisfaite et la pompe peut être installée au niveau du sol. Cote de l'axe de la pompe : $35,00 + 2 = 37,00$ compatible avec un plancher d'usine à la cote (36,40) par exemple.

Puissance absorbée par la pompe dans ces conditions :

$$P = 9,81 \times \frac{0,260 \times 85,50}{0,78} = 280 \text{ kW}$$

majoration 10 %	<u>30</u>
Total	310 kW

Puissance absorbée par le moteur : $\frac{310}{0,85} = 365 \text{ kW}$

Dépense journalière en énergie électrique :

$$0,08 \times 365 \times 24 = 700 \text{ F}$$

3°) *Rogner l'impulseur*, de façon à faire passer la courbe QH par le point P_3 .

Le pourcentage de rognage est donné en écrivant que :

$$\frac{H}{b} = \frac{Q}{q} = \frac{1}{m^2}, m \text{ étant le coefficient, inférieur à 1, affectant le diamètre}$$

tre D de l'impulseur.

En joignant l'origine (sur le graphique, l'origine n'est pas figurée, l'échelle des hauteurs commençant à 30,00) au point P_3 , on obtient un point P_4 dont on peut lire les coordonnées : $Q = 0,284 \text{ m}^3/\text{s}$; $H = 83$, alors que pour P_3 : $q = 0,260$, $b = 76$.

$$\frac{83}{76} = \frac{0,284}{0,260} = \frac{1}{m^2} \quad m = 0,955$$

Pourcentage de rognage : $1 - 0,955 = 4,5 \%$, ce qui est très acceptable.

La position de la pompe est identique à celle du cas précédent, le débit étant inchangé. Donc, cote de l'axe de la pompe : 37,00.

Le temps de pompage est, évidemment, de 24 h/24 et $\rho = 79,5 \%$.

Puissance absorbée par la pompe :

$$P = 9,81 \times \frac{0,260 \times 76}{0,795} = 243 \text{ kW}$$

majoration	<u>24</u>
Total	267 kW

Puissance absorbée par le moteur : $\frac{267}{0,85} = 315 \text{ kW}$.

Dépense journalière en énergie électrique :

$$0,08 \times 315 \times 24 = 605 \text{ F}$$

En conclusion, les postes de comparaison sont les suivants :

	Dépenses en énergie électrique	Position de la pompe
1 ^{ère} solution (pas de modification)	625 F	34,60
2 ^è solution (vannage)	700 F	37,00
3 ^è solution (rognage)	605 F	37,00

Les solutions 1 et 3 sont assez voisines du point de vue dépense en énergie ; par contre, la solution 3 permet d'avoir des installations non enterrées ; les dépenses de génie civil seront donc moins importantes.

C'est cette dernière solution qui sera adoptée.

13 — Une pompe à axe horizontal aspire dans une capacité située à 400 m de la station grâce à une conduite de 0,400 m de diamètre et doit refouler un débit de 600 m³/h dans un réservoir surélevé. La cote du plan d'aspiration est de (40,00) ; la capacité est supposée régulièrement alimentée, de sorte que le plan d'eau peut être considéré constant. La cote d'arrivée au réservoir est (85,50).

On donne la courbe QH de la pompe pour une vitesse de rotation de 1 450 tr/min ainsi que les courbes équi rendements correspondant à des rognages effectués sur la roue ; la courbe du NPSH_r est également donnée.

1°) Trouver le diamètre économique de la conduite de refoulement — marche continue, $e/f = 1/8$ — si sa longueur est de 3 000 m.

2°) Donner la cote d'altitude de l'axe de la pompe de façon qu'il n'y ait pas marche en cavitation ; on prendra une garde de 0,50 m environ par rapport à la cote théorique trouvée.

3°) Quelle serait la modification à faire subir à la pompe pour satisfaire le débit de 600 m³/h imposé ? Quelle sera, alors, la puissance absorbée par la pompe ?

4°) Si l'axe de la pompe était fixé à la cote (43,00), quelle serait la valeur du débit susceptible d'être refoulé avec sécurité sans cavitation ?

Quelle serait la modification à faire subir à la pompe en admettant que l'on conserve le même diamètre pour le refoulement. Quelle serait la puissance absorbée par la pompe ?

On prendra $k = 2.10^{-3} \text{ m}$.

Solution

1°) Le diamètre économique du refoulement sera calculé à partir de la formule de VIBERT :

$$600 \text{ m}^3/\text{h} = 0,167 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$D = 1,06 \times 0,167^{0,46}$$

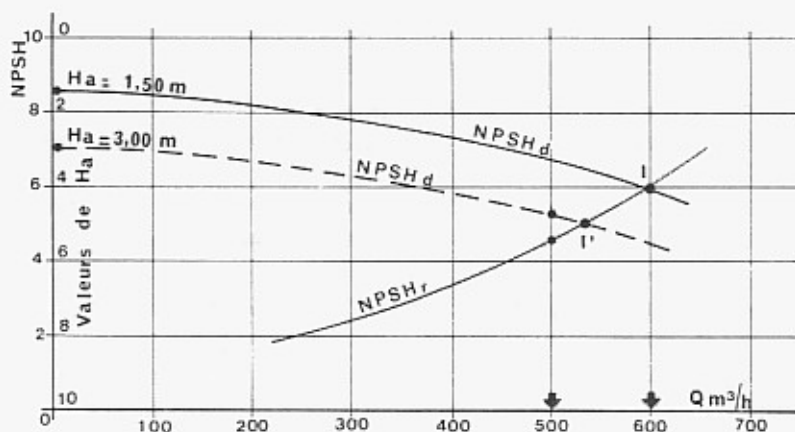
Tous calculs effectués, nous trouvons un \varnothing commercial de 0,500 m.

2°) En traçant sur calque la courbe du NPSH_d , c'est-à-dire la caractéristique de la conduite d'aspiration et en la reportant sur le graphique sur lequel la courbe du NPSH_r a été dessinée, on cherche à faire passer l'intersection I des deux courbes par la verticale de $600 \text{ m}^3/\text{h}$. Le point de départ de la courbe NPSH_d donne, dans ces conditions, la valeur de H_a , soit 1,50 m. En se donnant une marge de 0,50 m de façon à avoir, pour le point de fonctionnement,

$$\text{NPSH}_d > \text{NPSH}_r$$

la cote pratique de mise en place de la pompe sera :

$$40,00 + 1,00 = 41,00 \text{ (cote de l'axe de la pompe)}$$



3°) Pour trouver le point de fonctionnement de la pompe compte tenu de la caractéristique QH donnée, nous ajouterons à la caractéristique du refoulement C_r celle de l'aspiration C_a en sommant les ordonnées, puisque ces conduites sont en série. C_r sera tracée à partir de la hauteur :

$$85,50 - 40,00 = 45,50$$

Le point de fonctionnement est alors en P' ; mais le débit est de $633 \text{ m}^3/\text{h}$. Pour avoir exactement $600 \text{ m}^3/\text{h}$, correspondant au point P, il faut effectuer un rognage de la roue, rognage assez faible, toutefois.

Le coefficient de rognage s'obtient en joignant P à l'origine des hauteurs.

$$\frac{Q''}{Q} = \frac{1}{m^2} \quad \text{ou} \quad m^2 = \frac{600}{620} = 0,97$$

$$m = 0,98$$

Le rognage est donc de $1 - 0,98 = 2\%$.

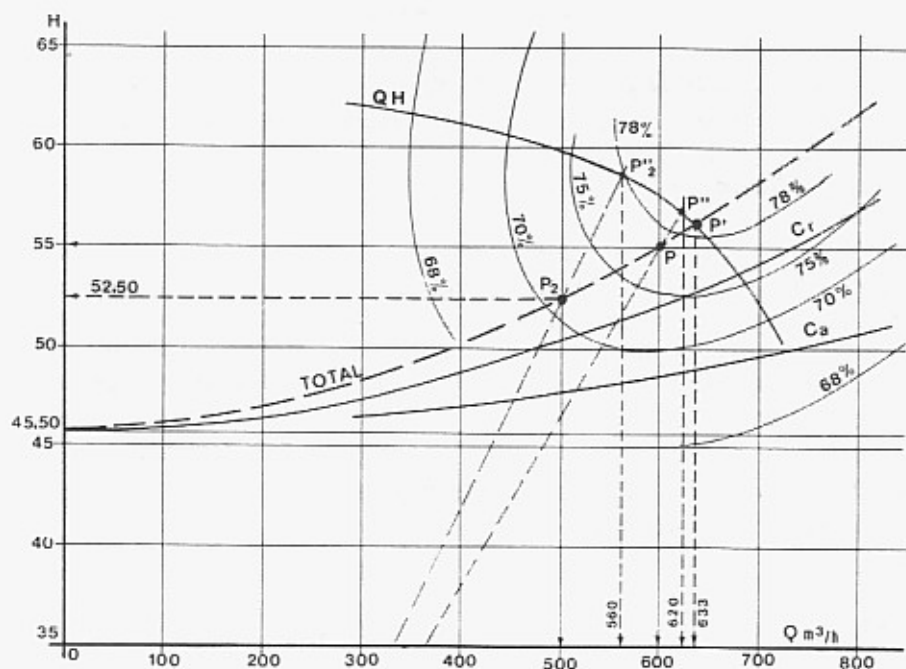
On lit : $\rho = 0,77$

Comme : $Q = 0,167 \text{ m}^3/\text{s}$ et $H = 55 \text{ m}$, la puissance absorbée par la pompe est de :

$$P = 9,81 \times \frac{0,167 \times 55}{0,77} = 117 \text{ kW}$$

$$\text{majoration } 10\% \quad \frac{13}{130 \text{ kW}}$$

$$\text{Total} \quad 130 \text{ kW}$$



4°) Si l'axe de la pompe est fixé à la cote (43,00), la hauteur géométrique d'aspiration est de :

$$43,00 - 40,00 = 3,00 \text{ m}$$

La courbe $NPSH_d$ tracée à partir de $H_a = 3,00$ coupe le $NPSH_r$ en un point P' ; pour avoir une sécurité, nous tablons sur un débit de $500 \text{ m}^3/\text{h}$. La verticale passant par $Q = 500$ coupe la résultante au point P_2 .

La modification à faire subir à la pompe dans ces conditions consisterait à rogner l'impulseur. L'abscisse de P_2'' vaut 560, donc :

$$m^2 = \frac{500}{560} = 0,895 \quad \text{et} \quad m = 0,945$$

Le rognage serait de $1 - 0,945 = 5,5 \%$

Rendement = $71,5 \%$; $Q = 500 \text{ m}^3/\text{h}$ ou $0,139 \text{ m}^3/\text{s}$; $H = 52,50 \text{ m}$

Puissance absorbée par la pompe :

$$9,81 \times \frac{0,139 \times 52,50}{0,715} = 100 \text{ kW}$$

$$\text{majoration } 10 \% \quad \frac{10}{100}$$

$$\text{Total} \quad 110 \text{ kW}$$

14 — Deux pompes, dont les caractéristiques QH et ρQ sont données, sont appelées à débiter dans une conduite de $0,800 \text{ m}$ de diamètre posée sur $6\,000 \text{ m}$ de longueur et qui débouche dans un réservoir à 65 m au-dessus du plan de pompage.

Il y a la possibilité de grouper ces pompes, soit en série, soit en parallèle.

1°) Quels seraient les points de fonctionnement de chacune de ces pompes dans les deux hypothèses de groupement ci-dessus et quelles seraient les puissances totales en kW absorbées par l'ensemble des pompes dans ces mêmes hypothèses ?

2°) Si la hauteur d'aspiration est de $3,00 \text{ m}$ et compte tenu des courbes NPSH de chacune de ces pompes, ces groupements sont-ils toujours possibles ? Notamment, dans le cas du groupement série et si le fonctionnement est possible, quel serait le groupe dont le refoulement devrait être raccordé sur l'aspiration du groupe suivant ? Qu'advierait-il de ces possibilités de groupement si la hauteur d'aspiration passait à $4,50 \text{ m}$?

La conduite d'aspiration est courte, de sorte que l'on négligera J_a .

En conclusion, on indiquera le mode de groupement choisi.

On prendra $k = 2.10^{-3} \text{ m}$.

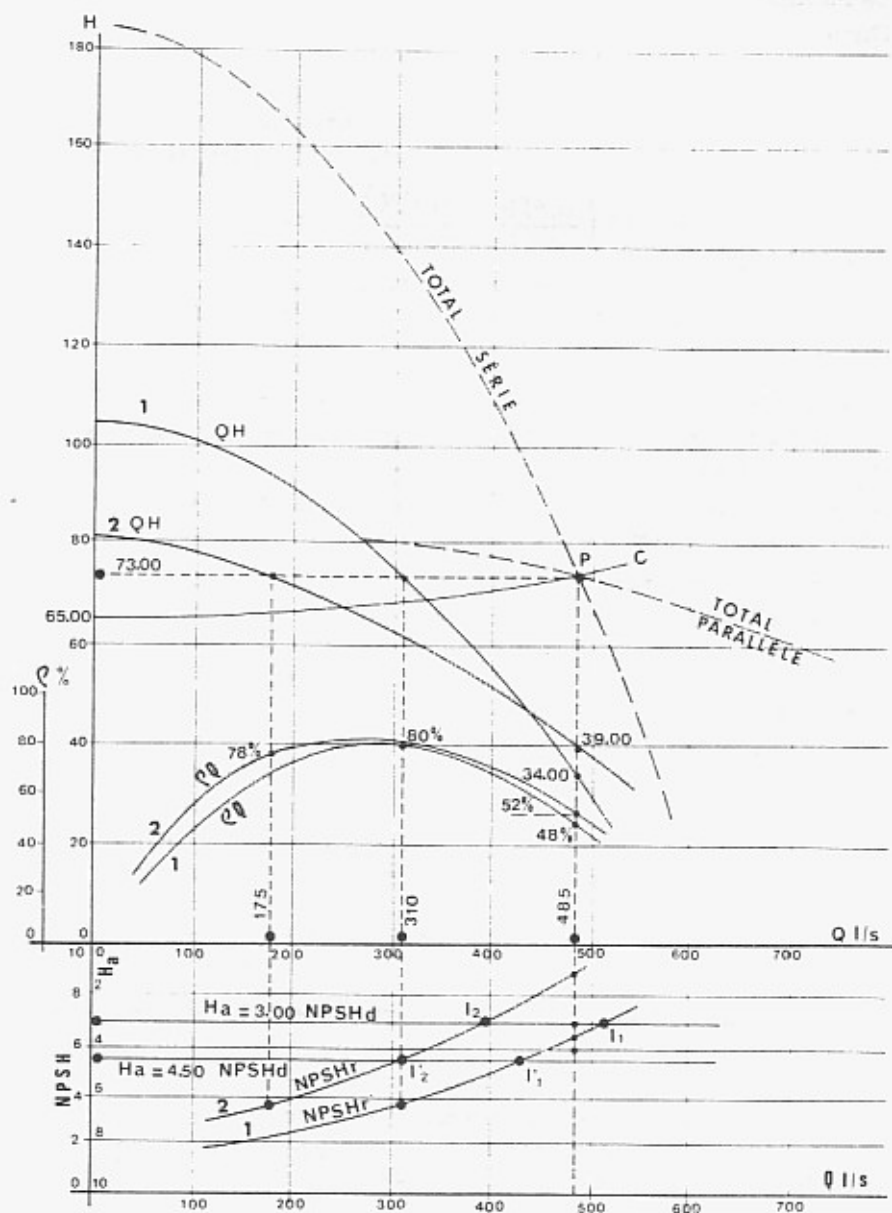
Solution

1°) Compte tenu des courbes QH données, déterminons la caractéristique résultante dans chaque hypothèse de fonctionnement, c'est-à-dire faisons la somme des abscisses pour le groupement en parallèle et des ordonnées pour le groupement série.

En traçant la caractéristique C du refoulement à partir de l'ordonnée $65,00$, on constate que, pratiquement, C passe par l'intersection des résultantes des deux groupements ; c'est pure coïncidence.

Nous pouvons donc, semble-t-il, opérer le groupement des deux pompes indifféremment soit en série, soit en parallèle.

Examinons le point de fonctionnement de chacune des pompes à l'intérieur de chaque groupement considéré.



Groupeement en parallèle. L'horizontale passant par P, d'abscisse $Q = 485$ l/s donne :

- pour la pompe (1) : 310 l/s
 - pour la pompe (2) : 175 l/s
- } 485 l/s

La hauteur H commune d'élévation vaut 73 m.

Quant aux rendements, on trouve :

- pour la pompe (1) : 80 %
- pour la pompe (2) : 78 %

Puissance totale absorbée :

$$9,81 \times 73 \left(\frac{0,310}{0,80} + \frac{0,175}{0,78} \right) = 440 \text{ kW}$$

majoration 10 %	<u>45</u>
Total	485 kW

Groupeement en série. Les points de fonctionnement sont donnés par la considération de la verticale passant par P ; les rendements se lisent également sur la même verticale.

Ici, le débit est commun, soit 485 l/s, mais les hauteurs sont différentes ; leur somme vaut 73 m. On a donc :

- pour la pompe (1) : 34 m
 - pour la pompe (2) : 39 m
- } 73 m

Les rendements valent :

- pour la pompe (1) : 48 %
- pour la pompe (2) : 52 %

Puissance totale absorbée :

$$9,81 \times 0,485 \left(\frac{34}{0,48} + \frac{39}{0,52} \right) = 695 \text{ kW}$$

majoration 10 %	<u>70</u>
Total	765 kW

2°) La conduite d'aspiration étant courte, le $NPSH_d$ est une droite passant par la valeur de la hauteur géométrique d'aspiration 3,00 m. Cette horizontale coupe les courbes des $NPSH_r$ en des points I_1 et I_2 .

Pour le groupement en parallèle, aucun risque de cavitation n'est à craindre, les points de fonctionnement de chacune des pompes se situant à gauche de I_1 et I_2 , le $NPSH_d$ reste toujours supérieur au $NPSH_r$.

Pour le groupement en série : $NPSH_d > NPSH_r$ seulement pour la pompe (1).

Pour la pompe (2), en effet, $NPSH_d < NPSH_r$

Néanmoins, ce groupement sera possible à condition que le groupe (1) aspire dans la capacité d'aspiration. Son refoulement sera raccordé à l'aspiration du groupe (2).

Si la hauteur d'aspiration devait passer à 4,50 m, le $NPSH_d$ serait l'horizontale passant par la valeur $H_a = 4,50$ m. Elle coupe les courbes $NPSH_r$ en I'_1 et I'_2 .

Le groupement en parallèle reste encore possible puisque l'on a, pour chacune des pompes :

$$NPSH_d > NPSH_r$$

Par contre, le groupement série est impossible, le graphique montrant que, quelle que soit la pompe considérée,

$$NPSH_d < NPSH_r$$

En conclusion, nous choisirons de grouper les deux pompes en parallèle, les risques de cavitation n'étant pas à craindre. De plus, les puissances absorbées sont bien inférieures à celles obtenues avec un groupement en série.

15 — Dans une station élévatoire, il existe une pompe (pompe 1) monocellulaire à simple entrée tournant à 1 050 tr/min et entraînée directement par un moteur Diesel ; elle refoule un débit de 43 000 m³/j à une hauteur de 64 m.

Quel est le diamètre de son impulseur ?

Si cet engin était remplacé par une pompe (pompe 2) plus moderne, monocellulaire également, mais à double entrée symétrique et entraînée directement par un moteur électrique asynchrone et si les mêmes conditions d'aspiration que pour la pompe précédente étaient respectées, à quelle vitesse pourrait-elle tourner et quel serait le diamètre de sa roue ? Cette vitesse serait-elle compatible avec celle d'un moteur électrique courant ? On supposera que les valeurs QH de fonctionnement correspondent, dans chacun des cas, au rendement maximal de l'engin.

Comment pourrait-on constituer une pompe (pompe 3) destinée à être accouplée directement à un moteur Diesel tournant à 400 tr/min et qui refoulerait le même débit à la même hauteur que précédemment, tout en s'efforçant de ne pas dépasser, pour la roue, le diamètre de la roue de la pompe 1 ? Quel serait le diamètre de la roue ?

Par simplification, la constante de tracé K_u sera prise égale à l'unité.

Solution

Le diamètre extérieur d'une roue est donné par l'expression :

$$D = \frac{84,5 K_u \sqrt{H}}{N}$$

Le diamètre extérieur de la roue de la pompe 1 est de :

$$D = \frac{84,5 \times 1 \sqrt{64}}{1\,050} = 0,645 \text{ m}$$

En ce qui concerne la pompe 2, les valeurs Q et H étant les mêmes, pour le rendement maximal, que pour la pompe 1, et les conditions d'aspiration restant les mêmes, on aura intérêt à conserver la même vitesse spécifique n_s . En

effet, si la condition de non-cavitation, dans laquelle n_s intervient, est satisfaite pour la pompe 1, elle le sera aussi pour la pompe 2 si les vitesses spécifiques sont les mêmes.

Dans ces conditions, à vitesse spécifiques égales, la pompe 2 pourra tourner à la vitesse :

$$1\,050\sqrt{2} \text{ soit } 1\,485 \text{ tr/min}$$

C'est une vitesse courante pour un moteur électrique asynchrone.

Le diamètre extérieur de la roue sera :

$$D = \frac{0,645}{\sqrt{2}} = 0,455 \text{ m}$$

La pompe à double entrée tournera donc plus vite et sera moins encombrante que la pompe 1 remplissant les mêmes conditions de refoulement.

Quant à la pompe 3, sa faible vitesse de rotation conduirait à un diamètre extérieur important si elle devait être équipée d'une roue unique.

Il faut donc jouer sur le numérateur de l'expression générale donnée plus haut, c'est-à-dire sur H . On y parviendra en composant la pompe d'un certain nombre de roues r en série c'est-à-dire en formant une pompe multicellulaire dont le diamètre de l'une des roues sera donné par la condition :

$$\frac{84,5 \sqrt{\frac{64}{r}}}{400} \leq 0,645 \text{ m}$$

On trouve $r = 6,6$.

La pompe sera composée de 7 cellules en série et le diamètre extérieur de chacune des roues sera de :

$$\frac{84,5 \sqrt{\frac{64}{7}}}{400} = 0,640 \text{ m}$$

16 — Deux pompes P_1 et P_2 , espacées de 500 m, aspirent toutes deux à la même altitude (55,00). Les caractéristiques de ces pompes sont données. Elles refoulent d'une manière continue dans un système de conduites existantes indiquées sur le schéma pour déboucher dans deux réservoirs R_1 et R_2 aux altitudes respectives (90,00) et (87,50).

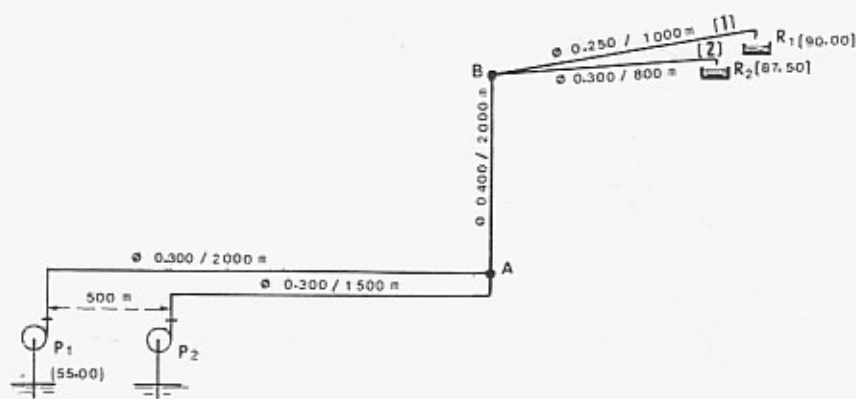
On demande :

- 1°) le débit en m^3/j qui arrive à chacun des réservoirs R_1 et R_2 ;
- 2°) les coordonnées du point de fonctionnement de chacune des pompes P_1 et P_2 ;
- 3°) la puissance absorbée par chacune des pompes.

On prendra $k = 2.10^{-3} \text{ m}$.

Solution

Schéma de principe.



On adoptera une solution graphique.

Les caractéristiques QH des pompes sont rapportées au niveau commun de pompage (55,00).

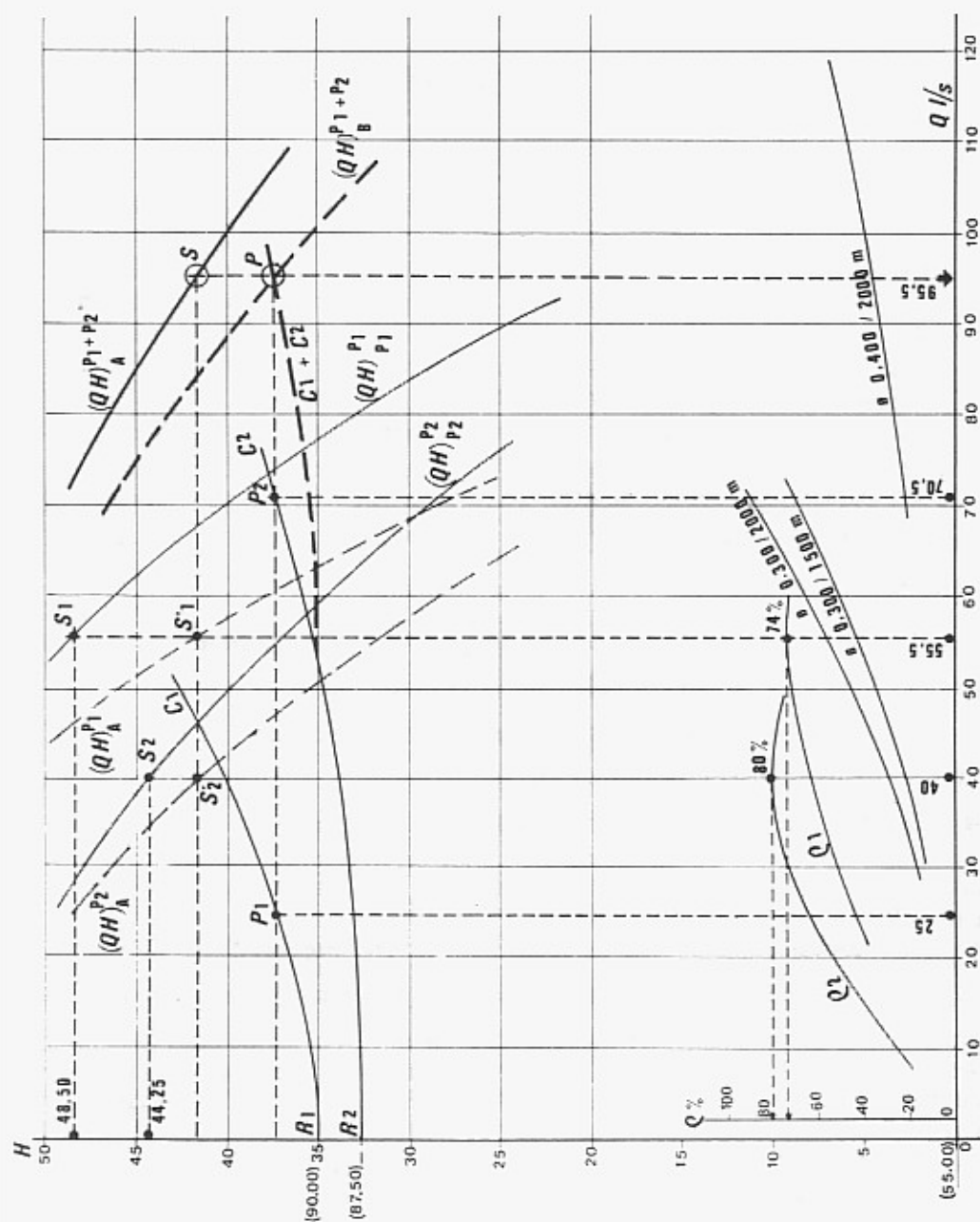
Les caractéristiques QH au droit du point A ont été obtenues en retranchant de chacune des courbes $(QH)_{P_1}^{P_1}$ et $(QH)_{P_2}^{P_2}$ les ordonnées de la caractéristique de la conduite de refoulement correspondante.

Nous obtenons ainsi les courbes $(QH)_A^{P_1}$ et $(QH)_A^{P_2}$ qui sont les courbes des pompes P_1 et P_2 supposées installées en A. Débitant en parallèle dans le collecteur AB, la résultante, par sommation des abscisses, donne la courbe $(QH)_A^{P_1+P_2}$. En B, cette dernière courbe devient $(QH)_B^{P_1+P_2}$ par diminution des ordonnées de la caractéristique de la conduite de 0,400 m sur 2 000 m.

Mais, en B, nous pouvons trouver aussi la caractéristique résultante des deux conduites (1) et (2) aboutissant aux réservoirs R_1 et R_2 . En partant des cotes d'arrivée (90,00) et (87,50), on remonte le sens de l'écoulement ; en conséquence, les valeurs des pertes de charge doivent être portées de bas en haut. La résultante générale $C_1 + C_2$ coupe $(QH)_B^{P_1+P_2}$ au point P. L'ordonnée de ce point donne la cote piézométrique qui est évidemment la même dans chacun des cas, que l'on remonte le sens de l'écoulement à partir des réservoirs ou qu'on le descende à partir des pompes. On obtient ainsi le débit total refoulé soit 95,5 l/s.

L'horizontale passant par P coupe en P_1 et P_2 les caractéristiques C_1 et C_2 des conduites alimentant les réservoirs R_1 et R_2 . Les résultats sont les suivants :

- débit d'alimentation de R_1 : 25 l/s soit 2 160 m³/j,
- débit d'alimentation de R_2 : 70,5 l/s soit 6 100 m³/j,



En remontant le point sur la courbe $(QH)_A^{P_1+P_2}$, on obtient le point S qui, finalement, en suivant le sens inverse de la construction des différentes courbes, donne les points de fonctionnement ci-après :

- pompe P_1 : $Q_1 = 0,0555 \text{ m}^3/\text{s}$; $H_1 = 48,50 \text{ m}$; $\rho_1 = 74 \%$
- pompe P_2 : $Q_2 = 0,040 \text{ m}^3/\text{s}$; $H_2 = 44,25 \text{ m}$; $\rho_2 = 80 \%$

La puissance absorbée par chacune des pompes est de :

$$\text{— pour } P_1 : 9,81 \times \frac{0,0555 \times 48,50}{0,74} = 35,6 \text{ kW}$$

$$\begin{array}{rcl} \text{majoration } 10 \% & \frac{3,4}{} & \\ \text{Total} & 39 & \text{kW} \end{array}$$

$$\text{— pour } P_2 : 9,81 \times \frac{0,040 \times 44,25}{0,80} = 21,8 \text{ kW}$$

$$\begin{array}{rcl} \text{majoration } 10 \% & \frac{2,2}{} & \\ \text{Total} & 24 & \text{kW} \end{array}$$

17 — La prise d'eau dans un lac est constituée par une conduite en acier soudée posée, partie en souille draguée, partie directement sur le fond du lac et qui se retourne à la verticale, maintenue par une estacade métallique, de façon à prendre l'eau à 7,00 m au-dessus du fond, la tranche d'eau à cet emplacement ayant une épaisseur d'une trentaine de mètres. La longueur totale de la conduite est de 755 m. Le plan d'eau du lac varie entre les altitudes (647,00) et (650,00). Le débit prélevé journellement, d'une manière continue, est de 20 000 m³.

La conduite aboutit à une usine d'exhaure qui aspire l'eau brute et la refoule sur des installations de traitement où l'arrivée s'effectue à la cote (663,00). La conduite est enterrée de 1,00 mètre à la sortie du lac (profondeur mesurée au-dessus de la génératrice supérieure). Cote du terrain au droit de l'usine : (652,50).

L'usine sera équipée de trois groupes identiques, dont l'un en secours, couplés en parallèle. Ces groupes devront présenter, pour le rendement maximal, supposé correspondre au point de fonctionnement un NPSH requis de 5,00 m.

1°) Trouver la relation permettant d'envisager les solutions offertes pour le calcul de la conduite d'aspiration, d'une part, et pour le plan de pose des pompes, d'autre part.

2°) Indiquer les solutions en présence. Quelle est celle qui est à adopter et pourquoi ? Donner la position des pompes dans l'usine ; type de pompe à adopter ; dispositif d'amorçage. Dresser une coupe schématique de l'usine.

3°) Donner les coordonnées du point de fonctionnement à réaliser par les pompes ainsi que l'allure souhaitable de la courbe caractéristique QH à demander au constructeur de façon à atténuer les différences de débit selon les hauteurs d'élévation.

On prendra forfaitairement 0,30 m pour les pertes de charge sur le refoulement, celui-ci étant très court.

Les pertes sur l'aspiration seront calculées avec $k = 4.10^{-4} \text{ m}$.

Solution

1°) La conduite d'aspiration présentant un grand développement sera le siège de pertes de charge importantes et il importe donc de vérifier qu'il n'y aura pas de marche possible en cavitation, c'est-à-dire que l'on devra avoir :

$$\text{NPSH disponible} > \text{NPSH requis}$$

On ne peut économiquement pas envisager une aspiration sous pression, ce qui conduirait à installer les pompes en-dessous de la cote (647,00), donc à envisager une usine avec un sous-sol très profond. On s'en tiendra donc à une aspiration en dépression et, puisque l'altitude des lieux se situe à la cote (650,00), le vide théorique vaut : (Hydraulique Urbaine tome 2 p. 145)

$$10,33 - 0,0012 \times 650 = 9,55 \text{ m}$$

ce qui revient à dire que, compte tenu de la tension maximale de vapeur de l'eau pompée, l'inéquation précédente s'écrit, en gros, pour un NPSH requis de 5,00 m et pour une aspiration en dépression : (page 31 du présent ouvrage)

$$9 - (H_a + J_a) > 5,00 \text{ m}$$

ou

$$H_a + J_a < 4,00 \text{ m}$$

ce qui signifie, notamment, que plus les pertes de charge seront grandes, c'est-à-dire plus le diamètre de l'aspiration sera faible, plus la valeur de H_a sera petite, c'est-à-dire plus les pompes seront enterrées. Elles risquent d'être très enterrées si l'inégalité ci-dessus montre que $H_a < 0$ (aspiration en charge).

2°) La relation ci-dessus permet d'envisager plusieurs solutions pour le diamètre de la conduite d'aspiration.

$$Q = 20\,000 \text{ m}^3/\text{j} \text{ ou } 0,231 \text{ m}^3/\text{s}$$

Diamètres	Valeurs de j ($k = 4.10^{-4} \text{ m}$)	Valeurs de J_a $J_a = 755 j$	Vitesses
0,400 m	0,0102	7,70 m	1,85 m/s
0,450	0,00497	3,75	1,45
0,500	0,00286	2,16	1,18
0,600	0,0011	0,83	0,82

Le \varnothing 0,400 m donnerait lieu à une vitesse importante et la grande valeur de J_a conduirait à disposer les pompes avec une aspiration en charge d'au moins 3,70 m par rapport à la cote minimale du plan d'eau (647,00). L'axe des pompes serait donc au plus, à la cote (643,30) ; elles seraient donc enterrées de $652,50 - 643,30 = 9,20 \text{ m}$ et le radier de l'usine d'exhaure serait situé vers la cote (641,00). Cette solution est donc à éliminer car le sous-sol de l'usine serait trop enterré.

Avec \varnothing 0,450 m et \varnothing 0,500 m, l'axe des pompes se situerait respectivement, au plus :

- à $4,00 - 3,75 = + 0,25$ m pour le \varnothing 0,450 m
- et $4,00 - 2,16 = + 1,84$ m pour le \varnothing 0,500 m

au-dessus de la cote (647,00), c'est-à-dire, compte tenu d'une sécurité, aux cotes :

- (647,00) pour le \varnothing 0,450 m
- (648,50) pour le \varnothing 0,500 m

ce qui, dans le meilleur des cas, donne encore une cote de radier d'environ (646,50), soit un sous-sol de 6,00 m de profondeur, ce qui est encore beaucoup.

Avec \varnothing 0,600 m, la vitesse d'écoulement est encore acceptable et, bien que ce diamètre entraîne des dépenses plus importantes, il conduit néanmoins à un sous-sol moins enterré, donc d'une exploitation plus aisée.

Dans ce cas :

$$H_a < 4,00 - 0,83$$

ou

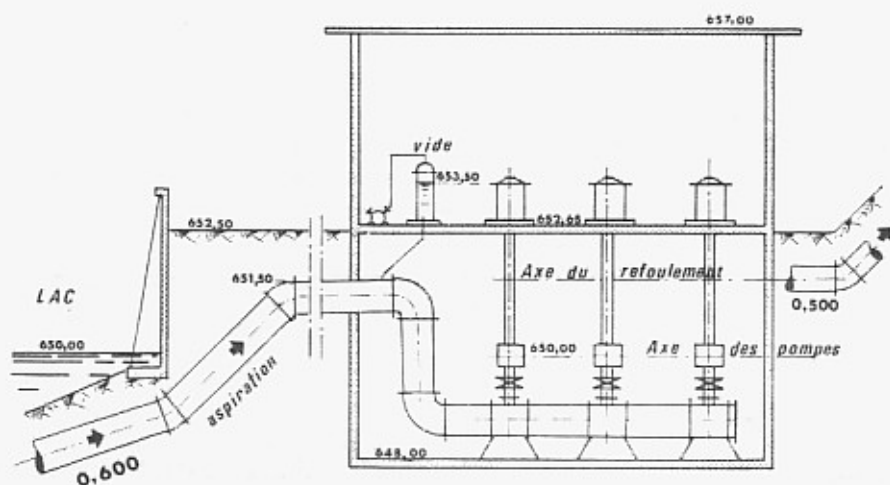
$$H_a < 3,17 \text{ m}$$

En prenant $H_a = 3,00$ m, les pompes seront installées à la cote :

$$647,00 + 3,00 = 650,00$$

et le radier du sous-sol s'établira à la cote (648,00), soit à $652,50 - 648,00 = 4,50$ m sous le sol naturel, valeur raisonnable.

En raison du plan de pose des pompes, celles-ci seront du type à axe vertical. Le plan horizontal de la roue sera donc situé à la cote (650,00).



L'amorçage des pompes sera effectué par une pompe à vide raccordée sur un chaudron à vide, lui-même relié au point haut de la canalisation d'aspiration. En effet, celle-ci ayant sa génératrice supérieure à (651,50), il existe un point

haut sur le tracé, la conduite formant siphon (voir dessin de principe). Le chaudron à vide (ou réservoir de dégazage) sera disposé sur le plancher de l'usine, lui-même à la cote (652,65). Si l'on prévoit le plan d'eau maximal à (653,50) dans ce chaudron, le vide maximal à créer par la pompe à vide sera de :

$$653,50 - 647,00 = 6,50 \text{ m}$$

d'eau, ce qui est acceptable.

3°) Les hauteurs géométriques d'élévation varient de :

$$663,00 - 647,00 = 16,00 \text{ m}$$

à
$$663,00 - 650,00 = 13,00 \text{ m}$$

Compte tenu de la perte de charge au refoulement de 0,30 m et de la perte de charge à l'aspiration de 0,83 m, H variera de :

$$16,00 + 0,30 + 0,83 = 17,13 \text{ m}$$

à
$$13,00 + 0,30 + 0,83 = 14,13 \text{ m}$$

Comme deux pompes en parallèle fonctionnent pour assurer un débit total de $830 \text{ m}^3/\text{h}$ ou $0,231 \text{ m}^3/\text{s}$, la caractéristique QH d'une pompe sera choisie pour obtenir $2 \times 415 \text{ m}^3/\text{h}$ pour la cote la plus basse du lac. Elle devra être très tombante afin d'atténuer les différences de débit dans la fourchette des hauteurs d'élévation ci-dessus. La légère augmentation de débit qui sera obtenue pour le niveau haut du lac pourra, soit être acceptée, soit être ajustée par un arrêt de l'une des pompes pendant le temps nécessaire, par exemple.

En conséquence, il faudra demander au constructeur de fournir trois pompes (dont une en secours) capables de fournir chacune un débit de $415 \text{ m}^3/\text{h}$ à 17,13 m de hauteur avec une caractéristique QH très tombante et un NPSH_r égal à 5,00 m dans le cas le plus défavorable (niveau du lac à (650)).

REMARQUE IMPORTANTE. On a été amené à prévoir un diamètre pour l'aspiration assez fort, alors qu'en raison de la longueur de la conduite, soit 755 m, il eût été intéressant de faire des économies sur ce poste important.

Or, c'est en raison de la valeur du NPSH_r donnée que ce résultat a été obtenu. Avec un NPSH plus faible, on aurait pu gagner sur le diamètre de l'aspiration : c'est ainsi qu'une même cote d'installation des pompes aurait pu être obtenue avec un NPSH de 2,00 m et le diamètre de l'aspiration eût été de 0,450 m.

Toutefois, il est à remarquer que le NPSH de 5,00 m donné dans l'énoncé pour le point de fonctionnement constitue une valeur moyenne courante. On peut construire, certes, des pompes comportant un NPSH plus faible, mais c'est au détriment du prix de ces engins. En effet, un faible NPSH s'obtient en diminuant la vitesse de rotation de la pompe, ce qui entraîne une augmentation de ses dimensions, donc, de son poids et, partant, de son prix. Le moteur d'entraînement sera également plus onéreux et, de plus, il faut remarquer qu'une diminution du NPSH s'accompagne, ordinairement, d'une baisse de rendement.

Il a été estimé qu'en gros, un groupe équipé d'une pompe ayant un NPSH_r de 2,00 m coûtait près de trois fois plus cher qu'un groupe équipé d'une pompe ayant un NPSH de 5,00 m.

Pratiquement donc, pour le point de fonctionnement, le NPSH doit rester supérieur à 2,00 m ; il est ordinairement compris entre 3 et 5,00 m.

18 — Une source participe, avec d'autres captages, à l'alimentation d'une ville en fournissant des débits variables selon la saison s'échelonnant de 4 500 à 10 000 m³/j. Son niveau de captage, (75,00), s'avère trop bas pour pouvoir alimenter un réservoir situé à une distance de 1 000 m dans lequel l'eau doit arriver à la cote (100,00).

Il a été envisagé d'installer une usine de relèvement équipée d'un moteur à vitesse variable accouplé à une pompe dont les caractéristiques ont été fournies par le constructeur et établies pour une vitesse de rotation de 2 900 tr/min.

Trouver le diamètre de la conduite de refoulement et examiner si la pompe offerte est susceptible de convenir. Dans l'affirmative, quelle sera la fourchette de vitesse souhaitable pour pouvoir satisfaire les conditions de débit indiquées ci-dessus.

On prendra $k = 4.10^{-4}$ m.

Solution

$$\begin{aligned}4\,500\text{ m}^3/\text{j} &= 52\text{ l/s} \\10\,000\text{ m}^3/\text{j} &= 116\text{ l/s}\end{aligned}$$

Diamètre du refoulement.

Un diamètre économique ne peut pas être déterminé puisque le débit Q varie en quantité et dans le temps d'une manière trop imprécise.

En conséquence, le diamètre sera calculé de façon que, dans les cas extrêmes, la vitesse d'écoulement reste acceptable.

Avec \varnothing 0,300 m, $V = 0,75$ m/s environ pour Q minimal
et $V = 1,65$ m/s environ pour Q maximal

On adoptera donc un diamètre de 0,300 m.

Pompe.

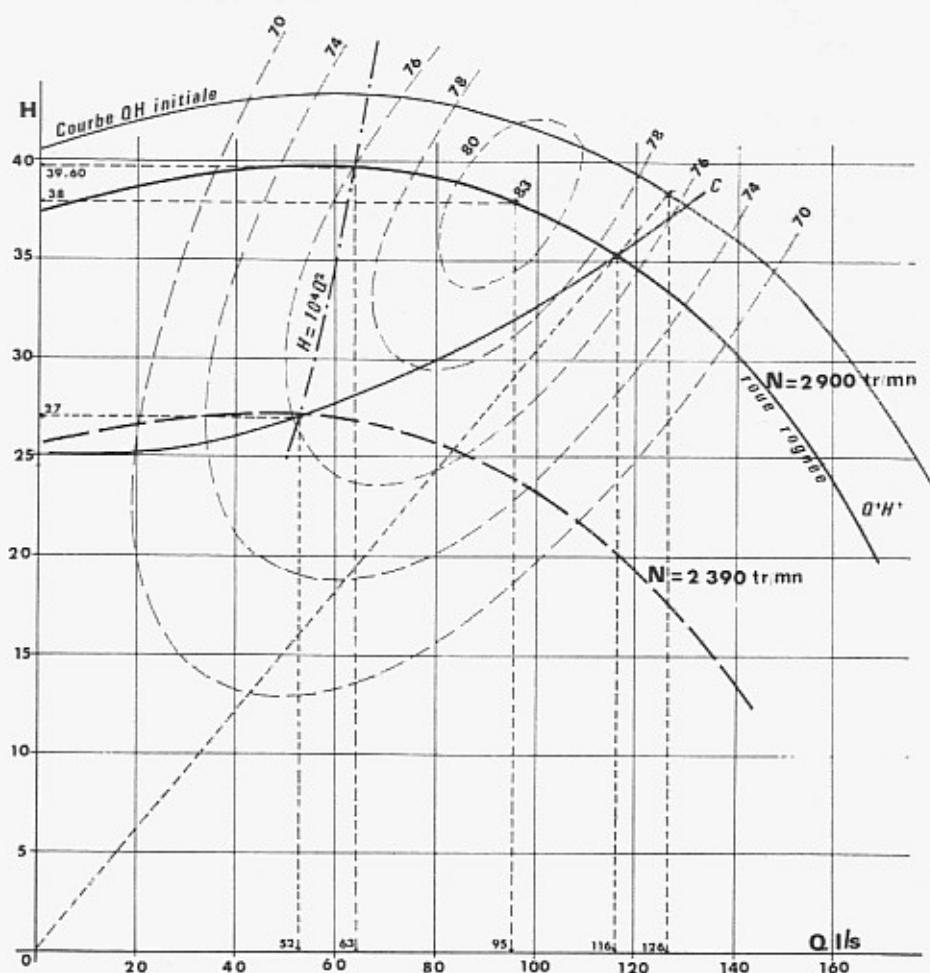
En mettant en place la caractéristique du refoulement à partir de $H_g = 100,00 - 75,00 = 25,00$ m et compte tenu de $k = 4.10^{-4}$ m, on voit que la courbe QH offerte peut convenir moyennant un léger rognage pour satisfaire le débit maximal avec une vitesse de rotation de 2 900 tr/min.

$$\frac{Q}{q} = \frac{126}{116} = \frac{1}{m^2} \quad ; \quad m = 0,96 \quad ; \quad \text{rognage} : 4 \%$$

On peut donc tracer la nouvelle courbe Q'H' à 2 900 tr/min après rognage de la roue.

Le point minimal à satisfaire est défini par

$$q = 52\text{ l/s} \quad ; \quad \text{on lit alors} : h = 27\text{ m}$$



Quand la vitesse de rotation varie, les points homologues se trouvent sur une parabole. Comme cette courbe doit passer par le point q ci-dessus, son paramètre a se définit comme suit :

$$a = \frac{b}{q^2} = \frac{27}{0,052^2} = 10^4$$

L'équation de la parabole est donc :

$$H = 10^4 Q^2$$

En la construisant par points, on trouve son intersection avec $Q'H'$, soit :

$$Q = 63 \text{ l/s} ; H = 39,60 \text{ m}$$

La vitesse n correspondante se déduit de la relation :

$$\frac{Q}{q} = \frac{N}{n} \quad \text{ou} \quad \frac{63}{52} = \frac{2\,900}{n}$$

$$n = 2\,390 \text{ tr/min.}$$

Avec un moteur à vitesse variable, on pourra obtenir tous les débits compris entre 4 500 et 10 000 m³/j en faisant varier cette vitesse entre 2 390 et 2 900 tr/min.

On peut remarquer que ρ est maximum pour

$$Q = 0,095 \text{ m}^3/\text{s} ; H = 38 \text{ m} ; N = 2\,900 \text{ tr/min}$$

En conséquence, la vitesse spécifique de la pompe est de :

$$n_s = \frac{2\,900 \times 0,095^{1/2}}{38^{3/4}} = 58,5$$

La pompe sera du type à écoulement radial.

19 — Une conduite de refoulement AB, de 3 000 m de longueur, et de 0,400 m de diamètre écoule, sous une hauteur géométrique de 50 m, le débit fourni par une pompe centrifuge dont on donne la caractéristique QH.

Trouver le débit qui arrive au réservoir, sachant que la conduite doit fournir, en cours de route, les débits ci-après à deux importantes usines installées sur le parcours :

- 45 l/s en un point C tel que AC = 1 000 m
- 55 l/s " D " CD = 500 m

On prendra $k = 2,10^{-3} \text{ m}$.

Solution

Le tronçon CD débite 45 l/s de moins que le tronçon AC et le tronçon terminal DB débite 100 l/s de moins que le même tronçon AC. Soit Q' le débit de ce dernier tronçon.

Ces tronçons étant en série, les caractéristiques de chacun d'eux s'ajoutent par addition des ordonnées après avoir décalé le point de départ de chacune des caractéristiques, par rapport à celui de la caractéristique de AC, comme suit :

- caractéristique de CD : décalage de 45 l/s vers la droite
- " DB : " 100 l/s "

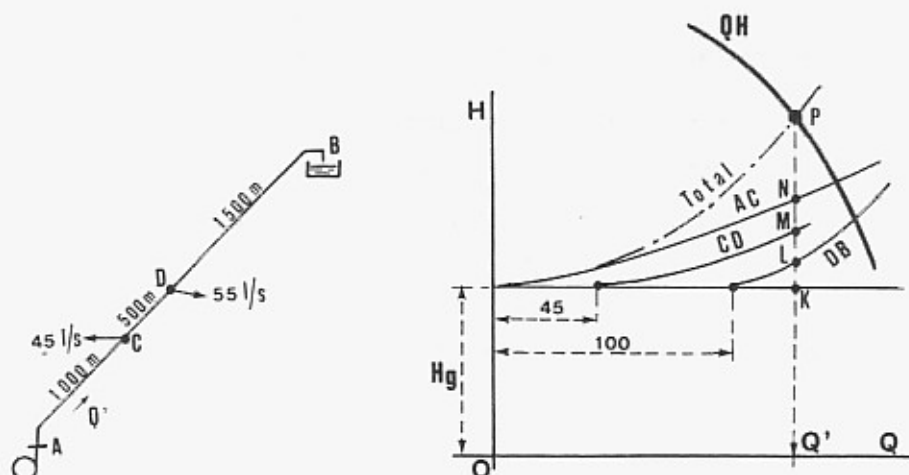
De cette manière, le point de fonctionnement P détermine le débit Q' de la pompe de façon qu'elle puisse fournir :

- ($Q' - 100$) l/s au tronçon terminal (J correspondant : KL)
- ($Q' - 45$) l/s au tronçon médian (J correspondant : KM)

Quant à la perte de charge sur AC, elle est représentée par KN.

La somme de toutes ces pertes de charge donne KP.

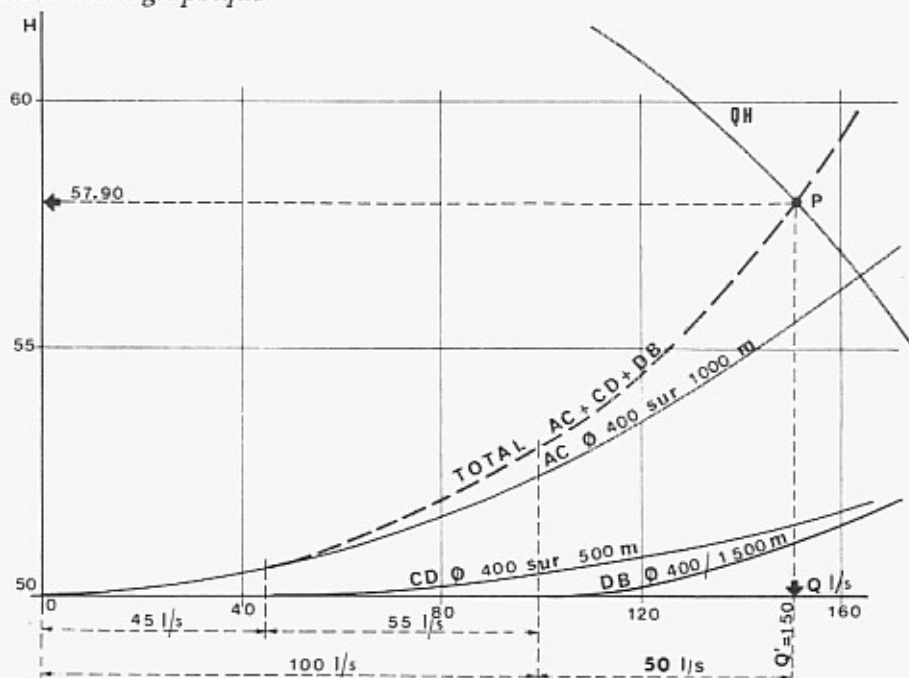
L'application de ces principes permet d'effectuer une construction qui donne, pour le débit Q' de la pompe, 150 l/s.



En conséquence, le débit qui arrivera au réservoir et contribuera à son remplissage est de :

$$150 - 100 = 50 \text{ l/s.}$$

Construction graphique

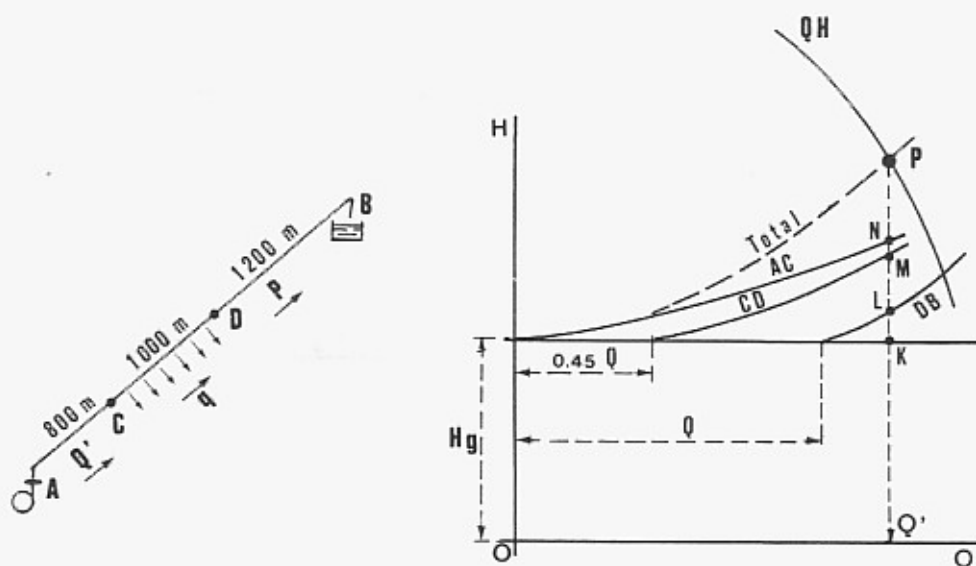


20 — Même problème que précédemment, sauf que la distribution des longueurs sur le parcours du refoulement est la suivante :

$$AC = 800 \text{ m} ; CD = 1\,000 \text{ m} ; DB = 1\,200 \text{ m}$$

et que l'on suppose, sur CD, un débit global de 50 l/s uniformément réparti et distribué à une localité traversée par la conduite.

Solution



Soit Q' le débit cherché de la pompe.

Appelons Q le débit total distribué sur le tronçon CD et P le débit d'extrémité de ce tronçon et qui parcourra le tronçon terminal. P constituera le débit d'alimentation du réservoir.

Or, puisque Q est uniformément réparti sur le parcours CD, la perte de charge à l'extrémité de ce tronçon est la même que si ledit tronçon était parcouru par un débit fictif q ayant pour valeur (*Hydraulique urbaine*, tome 2, p. 359) :

$$q = P + 0,55 Q$$

Puisque

$$P = Q' - Q$$

on peut aussi écrire :

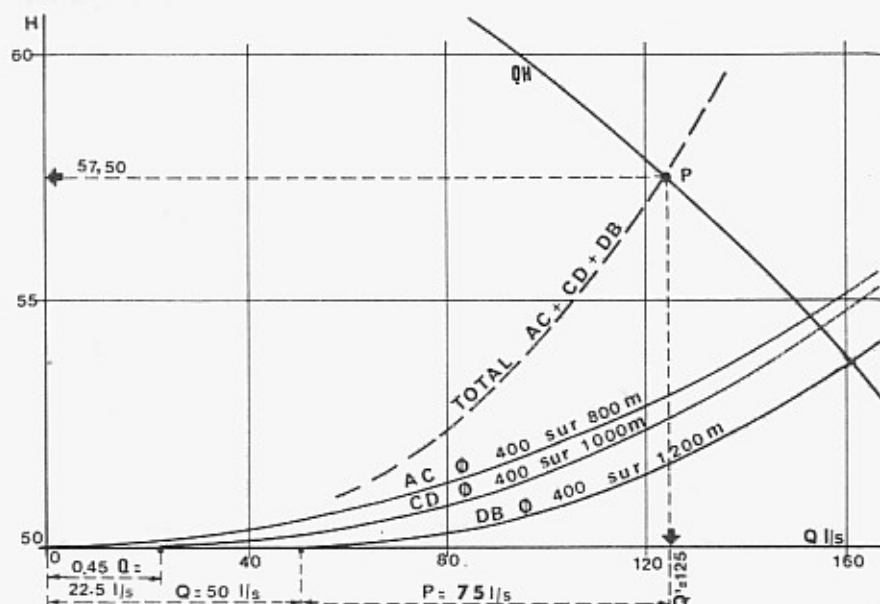
$$q = Q' - Q + 0,55 Q$$

ou :

$$q = Q' - 0,45 Q$$

Autrement dit, la caractéristique du tronçon médian sera tracé à partir de $0,45 Q$ du point de départ de la caractéristique du tronçon extrême AC.

Quant à la caractéristique du tronçon terminal parcouru par le débit $P = Q' - Q$, il est évident qu'elle devra être tracée à partir de l'abscisse égale à Q et nous aurons bien :



- tronçon DB : débit : $(Q' - Q)$; perte de charge : KL
- " CD : débit : $(Q' - 0,45 Q)$; perte de charge : KM
- " AC : débit : Q' ; perte de charge : KN

L'application du principe de cette construction donne, pour le débit Q' de la pompe, la valeur 125 l/s. En conséquence, le débit qui arrivera au réservoir et contribuera à son remplissage sera de :

$$125 - 50 = 75 \text{ l/s}$$

21 — Problème identique, mais il s'agit, cette fois, de l'alimentation d'un réservoir d'équilibre R_2 à partir d'un réservoir principal R_1 .

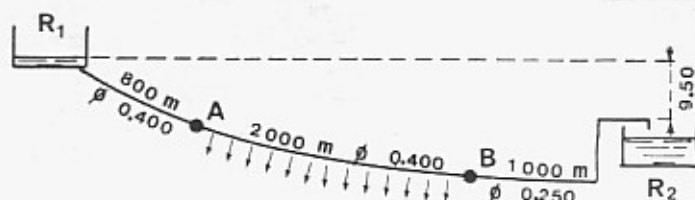
Les cotes d'altitude de ces deux réservoirs sont données, donc la charge sous laquelle est alimenté R_2 . On prendra pour charge minimale (différence entre la cote d'arrivée R_2 et le plan d'eau minimal dans R_1) la valeur 9,50 m.

Le schéma du dispositif est le suivant :

Conduite $R_1 A$: $\varnothing 0,400 \text{ m}$; $L = 800 \text{ m}$. Ne fait aucun service en route.

Conduite AB : $\varnothing 0,400 \text{ m}$; $L = 2\,000 \text{ m}$. Distribue sur toute sa longueur un débit total Q uniformément réparti.

Conduite BR_2 : $\varnothing 0,250 \text{ m}$; $L = 1\,000 \text{ m}$. Ne fait aucun service en route.



Quel est le débit d'alimentation du réservoir R_2 dans les deux hypothèses ci-après :

$$Q = 100 \text{ l/s} ; \quad Q = 70 \text{ l/s} ?$$

on prendra $k = 2 \cdot 10^{-3} \text{ m}$.

Solution

Si l'on appelle Q' le débit transité par R_1 A et P le débit d'alimentation du réservoir, nous pouvons écrire :

$$P = Q' - Q$$

La perte de charge dans la conduite AB est la même que celle produite par un débit fictif q qui circulerait dans la même conduite si elle ne faisait aucun service en route et égal à :

$$q = P + 0,55 Q \text{ ou } q = Q' - 0,45 Q$$

Donc, la caractéristique de cette conduite doit être tracée à la distance $0,45 Q$ de l'origine O.

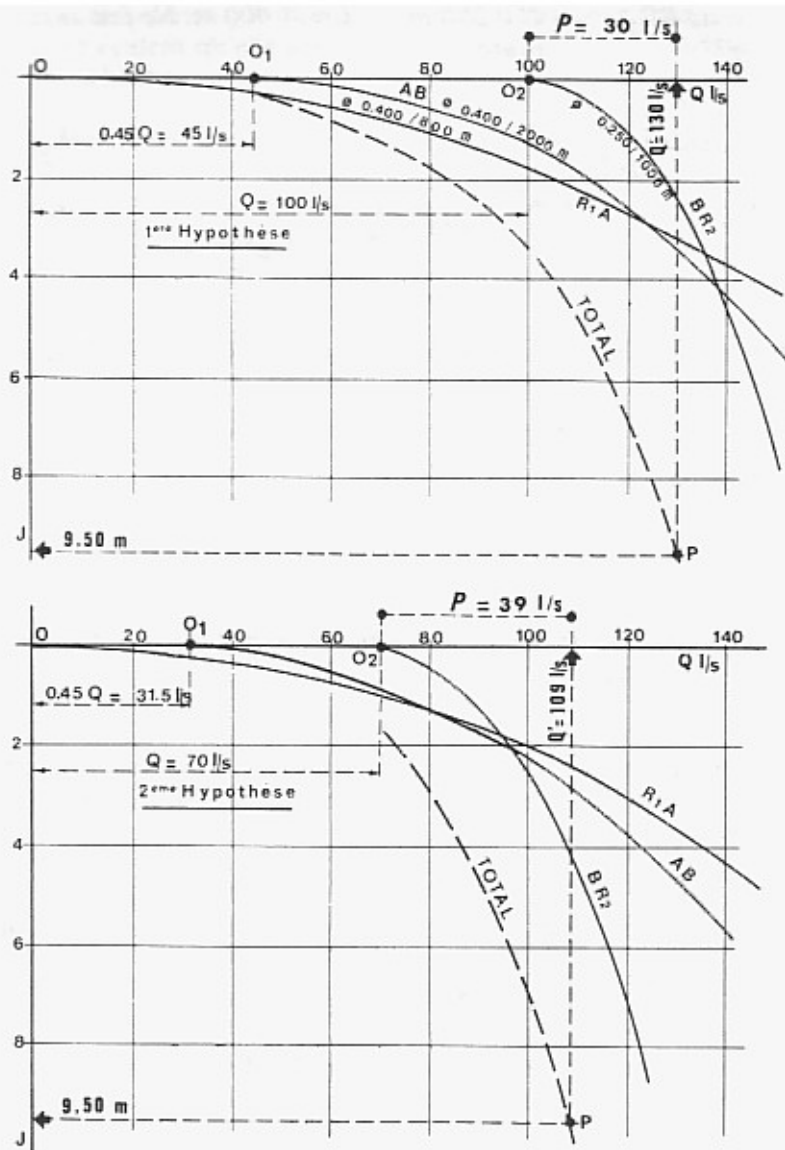
Quant à la caractéristique de BR_2 , elle sera tracée à partir d'une origine O_2 telle que $OO_2 = Q$, puisque $P = Q' - Q$.

Les caractéristiques ont été tracées avec les deux hypothèses suivantes. L'intersection de la caractéristique résultante avec l'horizontale située à 9,50 m de 0 donne.

$$1^\circ) \quad Q = 100 \text{ l/s} : \quad P = 30 \text{ l/s}$$

$$2^\circ) \quad Q = 70 \text{ l/s} : \quad P = 39 \text{ l/s}$$

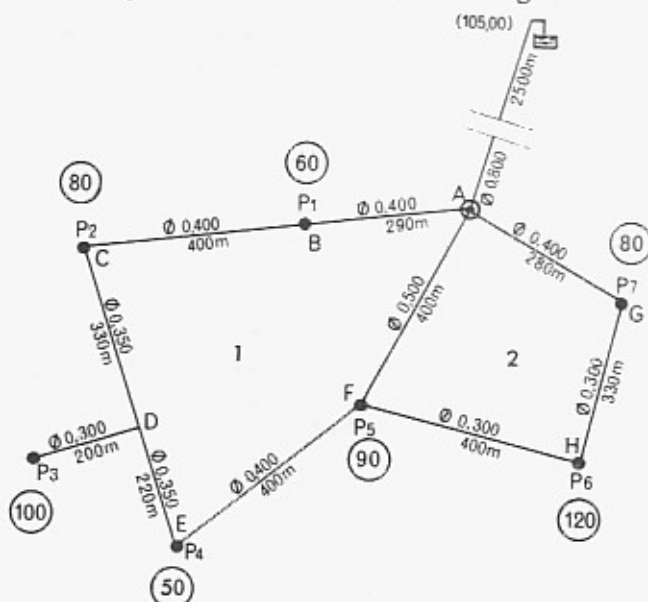
Il est évident que le débit Q' fourni par R_1 varie avec Q en raison des pertes de charge différentes engendrées sur les tronçons extrêmes encadrant le tronçon à distribution uniformément répartie. C'est en cela que ce problème diffère de l'exemple traité dans le livre d'*Hydraulique urbaine* (tome 2, p. 380).



22 — Il a été décidé que sept puits, dont les courbes relevées au cours d'essais de débit sont connues, seront exploités avec les débits et dénivellations ci-après :

Puits	Q	Δ	Puits	Q	Δ
P ₁	60 l/s	3,40 m	P ₅	90 l/s	2,70 m
P ₂	80	3,00	P ₆	120	3,25
P ₃	100	3,50	P ₇	80	3,00
P ₄	50	1,80			

Ces ouvrages sont répartis dans un champ captant dans lequel le niveau statique de l'eau dans le sol se situe à la cote (48,00) et sont réunis par des conduites de diamètres et de longueurs donnés (voir figure). Ces puits sont destinés à être équipés de groupes électropompes individuels qui refouleront, dans le système de canalisations représenté par le schéma ci-dessous, un débit global de 580 l/s se répartissant en deux mailles contigües.



A partir du point A, une conduite unique de refoulement rejoint un réservoir situé à 2 500 m à la cote (105,00).

Il est demandé, dans ces conditions, de trouver le point de fonctionnement de chaque pompe, lequel sera communiqué au constructeur en vue de la commande de cette fourniture.

Le réseau de canalisation sera calculé avec $k = 2.10^{-3} \text{ m}$.

Solution

Le réseau de conduites formes deux mailles :

- maille 1 : contour ABCDEF
- maille 2 : contour AFGH

Il s'agit donc, pour définir le point de fonctionnement des pompes, de compléter le débit à fournir par chacune d'elles par la hauteur d'élévation correspondante.

C'est donc cette hauteur qu'il s'agit de calculer.

Or, cette hauteur dépend du trajet que va suivre l'eau à l'intérieur des mailles ; il en résultera une certaine perte de charge qu'il faut déterminer. Autrement dit, il suffit de définir ce trajet par application de la méthode

HARDY CROSS en supposant, au départ, une répartition arbitraire des débits, répartition qui se trouvera rectifiée, par la suite, de façon à établir l'équilibre des deux mailles.

C'est ainsi que, pour la maille 1, la répartition sera choisie à partir du point D ⁽¹⁾ et l'on admettra, arbitrairement, que les 100 l/s du puits P₃ se divisent par moitié de part et d'autre de D.

De même, pour la maille 2, la répartition sera supposée être effectuée à partir de H à raison de 60 l/s de part et d'autre de ce point.

A partir de ces hypothèses, il est possible de dresser les tableaux ci-dessous qui, après deux rectifications de débits, permettent d'obtenir un équilibre satisfaisant des mailles.

1ère Étude

N° - maille	N° maille adjac ^{te}	Conduite	Diamètre	Longueur	Débit	j	J	$\frac{J}{Q} \cdot 10^3$	Correc- tion de débit	Nouveau débit
1	"	BA	0,400	290 m	+190	0,009	+2,61	13,7	-13,4	+176,6
	"	CB	0,400	400	+130	0,004	+1,60	12,3	-13,4	+116,6
	"	DC	0,350	330	+ 50	0,0012	+0,40	8	-13,4	+ 36,6
	"	DE	0,350	220	- 50	0,0012	-0,26	5,2	-13,4	- 63,4
	"	EF	0,400	400	-100	0,0024	-0,96	9,6	-13,4	-113,4
	2	FA	0,500	400	-250	0,0047	-1,88	7,6	-13,4	
							+1,51	56,4	+ 6,2 =	
$\Delta q_0 = \frac{-1,51}{2 \times 56,4 \times 10^{-3}} = -13,4$									- 7,2	-257,2
2	1	FA	0,500	400	+250	0,0047	+1,88	7,6	+ 7,2	+257,2
	"	HF	0,300	400	+ 60	0,0041	+1,64	27,4	- 6,2	+ 53,8
	"	HG	0,300	330	- 60	0,0041	-1,35	22,4	- 6,2	- 66,2
	"	GA	0,400	280	-140	0,0048	-1,34	9,6	- 6,2	-146,2
								+0,83	67,0	
$\Delta q_0 = -\frac{0,83}{2 \times 67 \times 10^{-3}} = -6,2$										

⁽¹⁾ On pourrait prendre un tout autre point. C'est, en fait, la suite des calculs d'approche pour obtenir un $\sum j = 0$ qui permettra de juger si le point choisi était le bon et indiquera le point de départ correct en fonction de la résistance des mailles.

2ème Étude

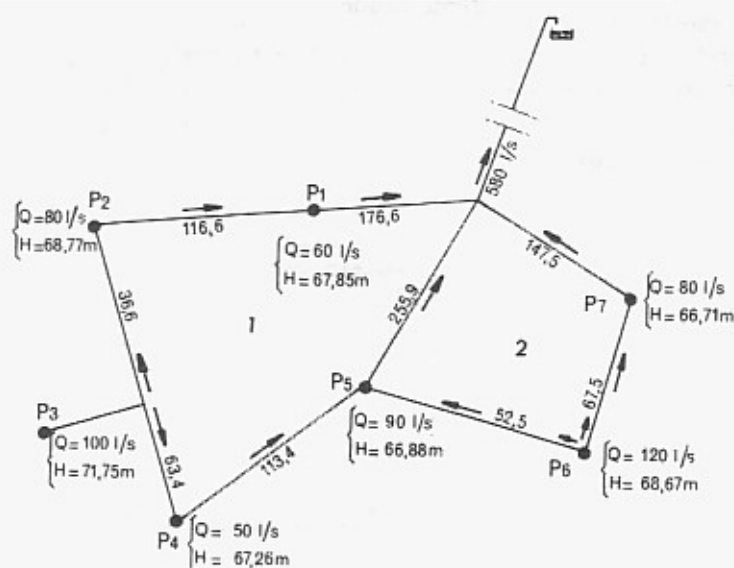
N° maille	N° maille adjac ^{te}	Conduite	Diamètre	Longueur	Nouveau débit	j	J	$\frac{J}{-10^3}$	Correc- tion de débit	Nouveau débit
1	"	BA	0,400	290	+176,6	0,0077	+2,23	12,6	0	+176,6
	"	CB	0,400	400	+116,6	0,0033	+1,32	11,3	0	+116,6
	"	DC	0,350	330	+36,6	0,00067	+0,22	6	0	+36,6
	"	DE	0,350	220	-63,4	0,002	-0,44	7	0	-63,4
	"	EF	0,400	400	-113,4	0,0032	-1,28	11,3	0	-113,4
	2	FA	0,500	400	-257,2	0,00495	-1,98	7,7	0+1,3 = +1,3	-255,9
$\Delta q_1 \approx 0$							+0,07	55,9		
2	1	FA	0,500	400	+257,2	0,00495	+1,98	7,7	-1,3	+255,9
	"	HF	0,300	400	+53,8	0,0032	+1,28	24	-1,3	+52,5
	"	HG	0,300	330	-66,2	0,0049	-1,62	24	-1,3	-67,5
	"	GA	0,400	280	-146,2	0,00525	-1,47	10	-1,3	-147,5
	$\Delta q_1 = -\frac{0,17}{2 \times 65,7 \times 10^{-3}} = -1,3$						+0,17	65,7		

3ème Étude, pour la 2è maille, seulement.

2	1	FA	0,500	400	+255,9	0,0049	+1,96		0	+255,9
	"	HF	0,300	400	+52,5	0,0031	+1,24		0	+52,5
	"	HG	0,300	330	-67,5	0,005	-1,68		0	-67,5
	"	GA	0,400	280	-147,5	0,00532	-1,49		0	-147,5
	$\Delta q_2 \approx 0$						+0,03			

Pour la 1ère maille, le nouveau débit de 255,9 l/s donne lieu à $j = 0,0049$ soit $J = -1,96$. De sorte que la perte J sur le circuit de cette maille devient, en fait : $+0,07 + (1,98 - 1,96) = +0,09$. On considèrera néanmoins les mailles équilibrées.

En définitive, le schéma ci-après indique la répartition définitive des débits selon la résistance de chacune des mailles, résistance imposée par le diamètre et la longueur des conduits qui les composent.



Le débit total fourni par les sept puits étant de 580 l/s, les points de fonctionnement de chacune des pompes sont indiqués ci-après : (colonnes 2 et 8).

N° puits	Q	Δ	Perte de charge à l'intérieur de la maille relevée dans le tableau		Perte de charge dans le \varnothing 0,800 sur 2 500 m	Somme des pertes de charge 3 + 5 + 6 = Σ	Hauteur d'élévation (105 - 48) + Σ
			partielles :	totales			
1	2	3	4	5	6	7	8
P ₁	60	3,40	2,23	2,23	0,00209	10,85 m	67,85 m
P ₂	80	3,00	2,23 + 1,32	3,55	$\times 2\ 500$	11,77	68,77
P ₃	100	3,50	2,26 ⁽¹⁾ + 0,22 + 3,55	6,03	= 5,22 m		
P ₄	50	1,80	1,28 + 1,96	3,24	d°	14,75	71,75
P ₅	90	2,70	1,96	1,96	d°	10,26	67,26
P ₆	120	3,25	1,24 + 1,96	3,20	d°	9,88	66,88
P ₇	80	3,00	1,49	1,49	d°	11,67	68,67
						9,71	66,71

⁽¹⁾ 2,26 m = perte de charge dans le tronçon P₃ D

DEUXIÈME PARTIE

PROJETS

Ces directives ont pour but d'aider le projeteur dans son étude, par référence au Cours d'*Hydraulique Urbaine*, d'évoquer, ensuite, les tendances actuelles en matière de traitement d'eau et de parler de l'alimentation des villes à fort flux saisonnier de population.

Les préoccupations premières seront les suivantes :

- examiner la topographie générale des lieux, donnée par les courbes de niveaux, relever l'altitude des captages ainsi que l'altitude moyenne de l'agglomération à desservir, de façon à juger de la manière dont s'effectuera l'adduction : gravitaire, par refoulement ou mixte,
- noter l'existence des terrains dont la Collectivité est déjà propriétaire, ceux dont l'acquisition sera facile ou, au contraire, difficile,
- tenir compte des difficultés de parcours pour le passage des canalisations (franchissements nécessitant la construction d'ouvrages d'art, galeries, traversées de routes ou de cours d'eau, et ainsi que des points obligés du tracé.

Il se dégagera, déjà, une ou plusieurs possibilités dont il y aura lieu d'étudier et d'approfondir les particularités techniques et financières après en avoir, en premier lieu, dégrossi les grandes lignes.

Mais, de toute manière, qu'il s'agisse du dégrossissage ou de l'étude approfondie du projet, il faut déjà déterminer avec précision l'importance des besoins actuels et futurs à satisfaire. S'il s'agit d'un projet d'école, le thème du devoir donnera, en général, la valeur à prendre en compte pour ces besoins. S'il s'agit d'une étude effectuée par un Technicien en vue d'un problème donné, il se référera aux pages 326-327, 410 et 411 du tome 2 et page 83 du présent volume.

I - Dégrossissage du projet.

On supposera, dans ce qui suit, qu'il s'agit d'un projet de moyenne ou de grande importance, nécessitant la réalisation d'une adduction assez longue entre captages et réservoir de stockage. *C'est sur cette adduction que portera principalement le dégrossissage du projet.* En effet, mis à part les aspects de détail qui seront examinés au stade du projet définitif en ce qui concerne les captages et le réseau de distribution urbaine, l'importance des dépenses entraînées par la réalisation de ces travaux sera pratiquement identique dans les différentes solutions étudiées. La grosse dépense sera représentée par les conditions de l'amenée de l'eau, c'est-à-dire par la conduite d'adduction ainsi qu'éventuellement par les installations annexes : usines, réservoir intermédiaire, ouvrages d'art qu'elle pourra comporter.

En conséquence, on examinera, pour cette adduction, différents tracés possibles, tant en plan qu'en profil en long en notant les répercussions techni-

ques qu'ils pourront entraîner. Cet examen aura pour but de dégager un ou plusieurs schémas des possibilités de réalisation. A ce stade, les hypothèses ne seront généralement pas chiffrées ; on se contentera d'envisager les solutions raisonnablement possibles sur le plan technique, tout en se proposant de les examiner plus en détail par la suite en les assortissant d'une étude financière approfondie.

II - Examen du projet proprement dit

Captages (tome 1) (Édition 1974)

a) *Eaux souterraines*. S'il s'agit d'une source, s'assurer de la pérennité du débit tout en tablant sur le débit d'étiage. Examiner les répercussions de ce captage. Respecter le niveau naturel d'émergence (p. 121 à 126 et 150 à 157).

S'il s'agit de nappes alluvionnaires ou de gisements en terrains fissurés, s'assurer des possibilités et des répercussions de ce prélèvement (p. 36 à 44 et 126 à 146). Espacer les ouvrages de l'ordre de 300 m environ. Ce seront, le plus souvent, des puits verticaux de grand diamètre (p. 158 à 163). Des essais de débit permettront de fixer leurs possibilités (p. 163 à 169). Ne pas exagérer les dénivellations de pompage. En fait, le débit d'exploitation sera choisi à la limite de la zone de quasi-proportionnalité des débits avec les dénivellations. En terrains fissurés, procéder par approfondissements successifs afin de s'assurer de la profondeur optimale des ouvrages (p. 175 à 179).

b) *Eaux de surface* (rivière, lac). S'assurer de la composition de l'eau brute avant de définir le traitement. Prévoir une filtration rapide, sauf cas exceptionnels. Le traitement comportera une clarification, une stérilisation ; éventuellement, un affinage.

Pour la clarification, effectuer tout d'abord une bonne préparation physique (p. 187 à 192). Le traitement chimique sera défini par le chimiste. Voir les types de décanteurs (p. 201 à 210 et p. 79 de ce volume).

La stérilisation s'effectuera par le chlore si la qualité de l'eau le permet (exemption de micropolluants et, principalement, de phénols), par le bioxyde de chlore ou par l'ozone (p. 221 à 235).

L'affinage consistera à ajouter à l'eau du charbon actif en poudre en effectuant, ensuite un traitement à l'ozone, ou, mieux à remplacer le charbon en poudre, conservé en secours, par une filtration sur charbon en grains après la filtration classique sur sable, l'introduction de l'ozone ayant lieu en amont des filtres à charbon (p. 81 du présent volume).

Un traitement de boues extraites de la station pourra, éventuellement, s'imposer (p. 82 du présent volume).

Les eaux de lacs, naturels ou artificiels, peuvent parfois s'accommoder d'un traitement simplifié (filtration et stérilisation). Un traitement plus complet, analogue à celui des eaux de rivière, sera nécessaire si la qualité de l'eau brute l'exige.

Dans les deux cas de captages ci-dessus, se conformer aux prescriptions du Géologue Officiel en vue de respecter les différents périmètres de protection (p. 86 et 187).

Adduction (tome2) (Édition 1974)

Elle pourra être, soit entièrement gravitaire, soit par refoulement, soit mixte (refoulement-gravitaire). On la calculera habituellement avec un débit régulier réparti sur 24 h.

Dans le 1er cas, il pourra être fait appel :

— à l'écoulement libre (aqueducs) en s'aidant des tableaux de la planche XIV. Voir, éventuellement, la note complémentaire (p. 419 à 425). Traversée des vallées par conduites forcées (p. 82 à 85). Mode d'adduction peu utilisé à l'heure actuelle.

— à l'écoulement forcé en utilisant les diamètres normalisés des tuyaux (p. 41). Utiliser les tableaux de COLEBROOK en faisant attention à la valeur à prendre en compte pour k (p. 447). Respecter les indications fournies pour le tracé, tant en plan qu'en profil (p. 59 à 71). Pour un Φ et un Q constants, la ligne piézométrique est une droite joignant les points extrêmes de départ et d'arrivée. La différence entre ces 2 cotes représente la *charge disponible*. Pour que le débit Q puisse circuler, il faut que la charge disponible soit supérieure à la *charge nécessaire* pour l'écoulement de ce débit dans la conduite de diamètre choisi (p. 72 & 73). La ligne piézométrique doit se situer au-dessus du profil topographique, sinon, prévoir une ligne brisée qui correspondra à des diamètres différents (pression minimale de 5 à 10 m au point critique). Réguler la conduite par l'aval. Prévoir des robinets de sectionnement sur le parcours. Réduire, s'il le faut, la pression par un brise-charge (p. 74 & 75, 81).

Dans le 2è cas, rechercher le tracé donnant le meilleur profil. Le parcours empruntera souvent des terrains particuliers. Le diamètre sera déterminé par des considérations économiques. Appliquer la formule VIBERT en la vérifiant éventuellement par les tableaux d'usage si la longueur est grande (p. 95 à 100). Pour de courtes longueurs, 300 à 400 m, le Φ peut être déterminé par considération d'une vitesse d'environ 1,25 m/s.

Dans le 3è cas, choisir judicieusement le point haut où l'on établira un réservoir de mise en charge de la conduite gravitaire (p. 322). La capacité de ce réservoir sera fonction du temps de fermeture de la vanne aval (p. 323) et des modalités d'exploitation de la station de pompage (p. 345 à 347), ces deux conditions pouvant se cumuler (nécessité de fermer le robinet d'extrémité par suite d'un incident après expiration du temps acceptable de vidange). Voir projet N° 5.

Pour tous ces types d'adduction, prévoir :

— une *protection anti-bélier* (fermeture lente du robinet d'extrémité pour une conduite gravitaire; réservoir d'air, volant d'inertie ou cheminée pour une conduite de refoulement (p. 229 à 290). Attention au coup de clapet (p. 277).

— un *comptage* : appareils déprimogènes : venturis ou diaphragmes (p. 297 à 300) ou compteurs WOLTMAN (p. 306).

— une protection contre la corrosion (protection cathodique des conduites en acier - p. 310 à 313).

Station de pompage

Pompes

Puits unique. Station au-dessus du puits. Pompe à axe vertical avec moteur en surface ou noyé (p. 199).

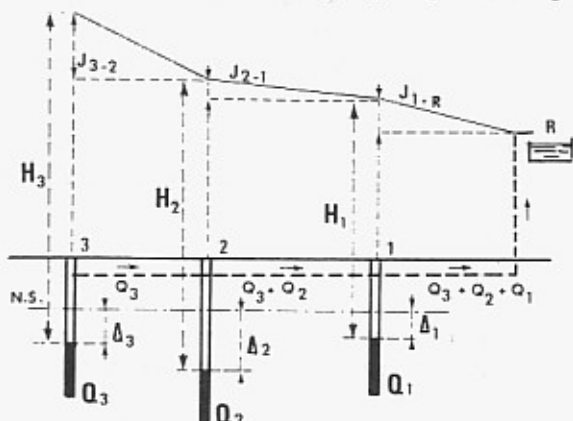
Source. Usine près de la source ou à un emplacement où l'eau pourra s'accumuler après transport par gravité. (p. 197 à 198)

Eaux de surface. : eau brute relevée sous faible hauteur sur les installations de traitement.

eau traitée relevée à partir de l'usine de reprise (p. 210 & 211).

Puits dans un champ captant.

1°) Equipement par pompes à commander au constructeur : fixation du débit de chaque puits par la courbe d'essai $Q \Delta$; calcul des conduites de liaison entre puits ; détermination de H pour chaque pompe (voir figure ci-dessous).



2°) Les pompes existent : leurs points de fonctionnement sont déterminés graphiquement (p. 200 à 204).

3°) Certaines pompes sont arrêtées : le point de fonctionnement des *pompes en service* change et se calcule comme en 2° (les courbes QH sont connues).

Relèvement en 2 temps : à réserver pour les installations importantes, quand l'exploitant désire utiliser les tarifs préférentiels de l'EDF. Rechercher un très bon rendement pour les pompes de reprise. Calculer la capacité du réservoir de reprise en fonction du débit d'apport continu et du débit variable de reprise (p. 208 à 210).

Choix des pompes. Sont construites pour tourner à la vitesse constante de rotation des moteurs électriques asynchrones (p. 144 et 145). Possibilité d'une vitesse variable (solution intéressante sur le plan hydraulique) à condition que le moteur le permette (p. 186). Voir aussi NOTA à la suite du projet N° 2.

— pompes horizontales : très utilisées à l'heure actuelle, relativement bon marché (p. 154 à 160).

— pompes verticales : en principe, réservées pour les puits et forages où elles fonctionnent noyées. Peuvent être utilisées à l'usine même (réduction de l'importance du génie civil) ; sont du type forage ou à volute, ces deux types permettant un fonctionnement dénoyé. Attaque par moteur en surface (p. 160 à 164 et 221 à 224 - fig. 234 et planche XXIII).

— pompes monocellulaires jusqu'à, environ, $H = 80$ m à moins de cas spéciaux (forages étroits) (p. 123). Au-dessus de cette hauteur, pompe multicellulaire.

— pompes à double entrée symétrique, en principe monocellulaire et à axe horizontal pour les fabrications courantes. Pompes intéressantes, bon rendement, bon équilibrage des poussées axiales, d'un entretien facile (joint horizontal) (p. 121 ; voir aussi p. 146 du présent volume).

Point de fonctionnement d'une ou de plusieurs pompes débitant dans une conduite : point d'intersection de la caractéristique du refoulement menée à partir de H_g avec la caractéristique unique ou résultante de la ou des pompes groupées en parallèle ou en série installées dans la station (p. 128 à 132 et 164 à 169).

Adaptation d'une pompe à des conditions données (p. 169 à 173) : rogner la roue, adopter une vitesse de rotation différente si c'est possible, agir sur le robinet disposé sur le refoulement. *Ne jamais faire varier le débit par serrage du robinet sur l'aspiration* (possibilité de cavitation).

Prise en compte de la conduite d'aspiration dans la construction de la caractéristique générale de la conduite : ordinairement, cette conduite est courte et on néglige les pertes de l'aspiration. Si la conduite est longue, nécessité d'ajouter en série les deux caractéristiques : refoulement et aspiration. Peut se présenter pour l'aspiration de l'eau dans un lac (plusieurs centaines de mètres de longueur) ; dans ces conditions, la longueur doit être comptée entre la crépine d'aspiration et la pompe d'exhaure ; l'eau circule, en effet, sur toute cette longueur et engendre donc des pertes de charge (Exercice 17).

Position en altitude des pompes dans l'usine. Dépend du NPSH. Pour une aspiration en charge, il n'y a pas, ordinairement, de problème de cavitation (à vérifier, cependant). Pour une aspiration en dépression, vérifier si le point de fonctionnement correspond à $NPSH_d > NPSH_r$, soit d'après la courbe $NPSH_r$ remise par le constructeur, soit par la relation approximative :

$$10 - (H_a + J_a) > 1,21 n_s^{4/3} 10^{-3} \cdot H$$

si la température de l'eau pompée est voisine de 15 à 20° C et pour une altitude des lieux du pompage inférieure à 100 m (p. 146 à 150 et rappel de cette notion page 31 du présent volume). Dans des conditions différentes, faire les corrections nécessaires.

Penser au dispositif d'amorçage pour une aspiration en dépression (p. 151 à 153 et 155 à 158).

Aspiration en dehors de l'usine : profil en long en rampe vers l'usine, conduite en acier avec joints soudés, conduite posée en caniveau.

Refoulement dans l'usine : divergent à la sortie de la pompe, clapet et robinet. Diamètres calculés avec une vitesse voisine de 2,00 m/s. Conduites à prévoir en caniveaux ou en sous-sol. Aucune conduite sur le plancher de l'usine, sauf pour celles situées en sous-sol (fig. 234). Voir aussi planches à la fin du présent volume (3^e partie).

Nombre de groupes à adapter aux modalités de l'exploitation en prévoyant le maximum de groupes de grosse puissance, donc de meilleur rendement. Prévoir le secours en conséquence. Introduire le secours dans l'utilisation des engins pour arriver sensiblement à une usure identique du matériel.

Couplage : en principe, en parallèle avec courbes QH plongeantes. Pour des couplages série, plus rares, utiliser des pompes à courbes QH aplaties. Contrôler le rendement énergétique de l'usine une fois tout installé (p. 222 à 227).

Moteurs

En principe, électriques à vitesse fixe, fonction de f/p . Possibilité de vitesse variable (p. 186 et 430 à 432, voir aussi NOTA suite projet N° 2). Voir les puissances normalisées (p. 182).

Les moteurs thermiques (Diesel) et les turbines hydrauliques permettent d'obtenir facilement des vitesses variables.

Secours Installé à demeure dans l'usine. Varie selon le nombre de groupes installés (p. 217 à 220). Pour de grosses installations, prévoir un groupe diesel-alternateur capable de fournir l'énergie globale nécessaire.

Transformateurs Voir puissances normalisées (p. 215) ; la puissance apparente s'exprime en kVA. Cette puissance n'est à calculer que pour les groupes susceptibles de fonctionner en même temps.

Réservoirs

En principe, le réservoir se révèle indispensable. Dans certains cas, un secours par injection directe dans le réseau de distribution peut s'avérer judicieux (voir Projet n° 2). Le réservoir enterré ou semi-enterré sera plus économique : il sera le seul possible pour les grandes capacités. Pratiquement, jusqu'à 10 000 m³, section circulaire ; au-delà, section rectangulaire. Le réservoir sur tour peut atteindre 5 à 6 000 m³. Capacité de l'ordre de la valeur de la consommation journalière à moins de bien connaître les modalités de la consommation (p. 328 & 329). Un réservoir d'équilibre pourra être envisagé, le cas échéant (p. 324 et 380 à 384). Prévoir la fontainerie nécessaire (p. 333 à 337) ainsi qu'une liaison efficace entre le réservoir et la station de pompage (p. 189 à 196). Penser à la réserve d'incendie pour les installations sans surveillance.

Réseau de distribution

Prévoir un réseau maillé calculé selon la méthode HARDY-CROSS. Utiliser la méthode simplifiée (p. 364 à 370) ou confier le travail à l'ordinateur. Rester dans les limites de vitesse de l'ordre de 1 m/s en prévision des extensions futures. Ne pas dépasser une pression au sol de l'ordre de 40,00 m d'eau (*en ville*).

Respecter la condition d'incendie. Conduites calculées avec le débit de pointe (renvoi 1 p. 319). Prévoir les appareils hydrauliques nécessaires : ventouses décharges, bouches de lavage, d'arrosage et d'incendie. Poser les conduites sous trottoir ou en égout visitable quand cela est possible.

Cas spéciaux

- Prévoir les installations en fonction de l'extension possible des agglomérations (p. 410 à 417), ou des pointes saisonnières (voir § IV ci-après)
- Dans le cas de travaux étalés dans le temps, réalisés en plusieurs étapes, comparer les différentes solutions en actualisant les dépenses au jour de l'établissement du projet (voir § ci-après).

Étude financière

Tout projet doit être assorti d'une étude financière.

a) *Mode de financement*

- Aide possible de l'État par le jeu des subventions (décrets n° 72196 et 72197 du 10/3/72 - (J.O. des 13 et 14/3/72).
- Aide possible du Ministère de l'Intérieur (Circ. du 2/10/72 non publiée au J.O.), de l'Agriculture (Circ. du 28/6/72 non publiée au J.O.), de l'Équipement, de la Qualité de la Vie, du Département, des Agences de Bassin, etc . . .

L'aide de l'État permet de bénéficier du prêt avantageux de la Caisse des Dépôts (taux de 8 % pour une durée n'excédant pas 6 ans à 9,75 % pour des prêts d'une durée supérieure à 20 ans. La durée du prêt ne peut excéder 30 ans.

b) *Actualisation (voir projet n° 5)*

L'actualisation est une étude financière qui, ainsi que son nom l'indique, permet de trouver la valeur *actuelle* :

- soit, d'une somme à engager à une époque future donnée, les intérêts composés à un taux connu se déduisant de ladite somme ;
- soit, d'une suite d'annuités égales représentant, par exemple, pour un taux d'intérêt et un temps connus, l'amortissement ou le remboursement d'une dette ou bien les frais annuels d'exploitation et d'utilisation d'un matériel, les charges étant estimées en fin d'année.

En mathématiques financières, on démontre :

- que la valeur *actuelle* s d'une somme S à engager au bout d'un temps n au taux t est donnée par :

$$s = S (1 + t)^{-n}$$

- que la valeur *actuelle* V_0 d'une suite d'annuités égales A de fin de période au taux t pendant n années est donnée par :

$$V_0 = A \frac{1 - (1 + t)^{-n}}{t}$$

c) Rentabilité

Apprécier le taux de rentabilité d'un investissement c'est examiner si les charges entraînées par les investissements de capitaux pour réaliser un certain équipement seront compensées, compte tenu d'un certain taux de rentabilité, par les profits à attendre de cet équipement. Cette question sera résolue en écrivant que, pour un taux t , il y a égalité entre les charges : frais d'investissement + frais d'exploitation, le tout étant actualisé, d'une part, et les recettes, également actualisées, d'autre part. Ce taux t sera le taux de rentabilité de l'investissement.

Les dépenses et recettes actualisées sont comptées d'après la durée de vie moyenne des équipements, soit une vingtaine d'années pour les puits, l'électromécanique des stations de pompage, 60 à 70 ans pour le Génie Civil, réservoirs compris, 50 à 70 ans pour les conduites. Si le calcul devait être mené pour une durée différente de la vie moyenne, il faudrait actualiser la valeur résiduelle du matériel compte tenu de la valeur estimée à la période considérée.

Nous allons illustrer ces notions par quelques exemples simples.

1er exemple. Pour financer une installation de captages profonds, une Collectivité investit une dépense dont le remboursement est prévu comme suit :

- à la fin de la 1^{ère} année : 150 000 F
- à la fin de la 2^e, 3^e et 4^e années : 50 000 F par an

La durée de vie de cet équipement est donnée pour 20 ans et il est estimé que le supplément de recettes qui en résultera sera de 30 000 F par an. Quel est le taux de rentabilité de cet équipement ?

Solution

Ecrivons qu'à la fin de la 1^{ère} année, les coûts actualisés de l'installation sont compensés par les gains supplémentaires, eux aussi actualisés au même taux t de rentabilité :

$$\text{Coûts actualisés : } 150\,000 + 50\,000 \frac{1 - (1 + t)^{-3}}{t}$$

$$\text{Recettes actualisées : } 30\,000 \frac{1 - (1 + t)^{-20}}{t}$$

Après quelques essais pour différentes valeurs de t et en s'aidant des tables financières, on trouve, en égalant coûts et recettes actualisées :

$$\text{taux } 8,75 \% \left\{ \begin{array}{l} \text{Coûts : } 150\,000 + 50\,000 \times 2,5426 = 277\,130 \text{ F} \\ \text{Recettes : } 30\,000 \times 9,2935 = \dots\dots 278\,805 \text{ F} \end{array} \right.$$

$$\text{taux } 9 \% \left\{ \begin{array}{l} \text{Coûts : } 150\,000 + 50\,000 \times 2,5313 = 276\,565 \text{ F} \\ \text{Recettes : } 30\,000 \times 9,1285 = \dots\dots 273\,855 \text{ F} \end{array} \right.$$

Le taux de rentabilité est donc légèrement supérieur à 8,75 %.

2e exemple. La modernisation d'une station de pompage conduit à envisager deux solutions :

— ou renouveler à l'identique le matériel électro-mécanique arrivé à la limite d'usure, ce qui entraînerait un investissement de 500 000 F et des frais annuels d'exploitation en personnel et en énergie s'élevant à 550 000 F.

— ou doter l'usine d'un automatisme qui réduirait au minimum les dépenses de personnel et ramènerait les frais d'exploitation annuels à 350 000 F. Par contre, l'investissement coûterait 1 000 000 F.

Au bout de combien de temps la 2e solution deviendra-t-elle plus rentable que la 1ère (taux : 10 %).

Solution

On évaluera les coûts actualisés : investissements + exploitation en fonction du nombre d'années de marche des installations.

1°) Renouvellement à l'identique

— au bout d'une année, les coûts actualisés sont de :

$$500\,000 + 550\,000 \frac{1 - (1 + 0,10)^{-1}}{0,10} = 1\,000\,005\,F$$

— au bout de la 2e année, on a :

$$500\,000 + 550\,000 \frac{1 - (1 + 0,10)^{-2}}{0,10} = 1\,454\,525\,F$$

— au bout de la 3e année :

$$500\,000 + 550\,000 \frac{1 - (1 + 0,10)^{-3}}{0,10} = 1\,867\,795\,F$$

— au bout de la 4e année :

$$500\,000 + 550\,000 \frac{1 - (1 + 0,10)^{-4}}{0,10} = 2\,243\,445\,F$$

— au bout de la 5e année :

$$500\,000 + 550\,000 \frac{1 - (1 + 0,10)^{-5}}{0,10} = 2\,584\,940\,F$$

2°) Usine automatique

En procédant de même, et en s'aidant des tables financières, les coûts actualisés sont les suivants :

— au bout de la 1ère année :

$$1\,000\,000 + 350\,000 \times 0,9091 = 1\,318\,185\,F$$

– au bout de la 2^e année :

$$1\,000\,000 + 350\,000 \times 1,7355 = 1\,607\,425 \text{ F}$$

– au bout de la 3^e année :

$$1\,000\,000 + 350\,000 \times 2,4869 = 1\,870\,415 \text{ F}$$

– au bout de la 4^e année :

$$1\,000\,000 + 350\,000 \times 3,1699 = 2\,109\,465 \text{ F}$$

– au bout de la 5^e année :

$$1\,000\,000 + 350\,000 \times 3,7908 = 2\,326\,780 \text{ F}$$

En conséquence, c'est entre la 3^e et la 4^e année que la 2^e solution s'avèrera plus rentable que la 1^{ère}.

REMARQUE. Dans ces exemples, on n'a pas tenu compte de l'augmentation que subiront, dans le temps, les prix de base de l'époque actuelle. On pourra alors tabler sur une érosion monétaire constante chaque année, de sorte qu'il sera possible de chiffrer approximativement la valeur d'un matériel à mettre par exemple en place dans n années en connaissant sa valeur au temps zéro.

NOTA IMPORTANT – Il y a lieu de bien se rappeler qu'un projet de captage, d'adduction et de distribution d'eau forme un tout dont les parties constitutives sont liées entre elles et peuvent avoir, sur le projet, des répercussions techniques et financières différentes selon leur importance relative, aussi bien dans l'immédiat que dans le futur. C'est dire que, en général, il existe plusieurs solutions possibles pour le même problème selon les tracés adoptés, les impératifs techniques qui en résultent, les conditions économiques, les possibilités financières de la Collectivité.

Le projeteur doit donc envisager toutes les solutions possibles en fonction des éléments statistiques ou autres qu'il aura pu recueillir afin de dégager celle qui sera la meilleure.

Si les réalisations sont échelonnées dans le temps, il y aura lieu de faire un choix en tenant compte de l'actualisation des dépenses des différentes solutions au jour de l'établissement du projet.

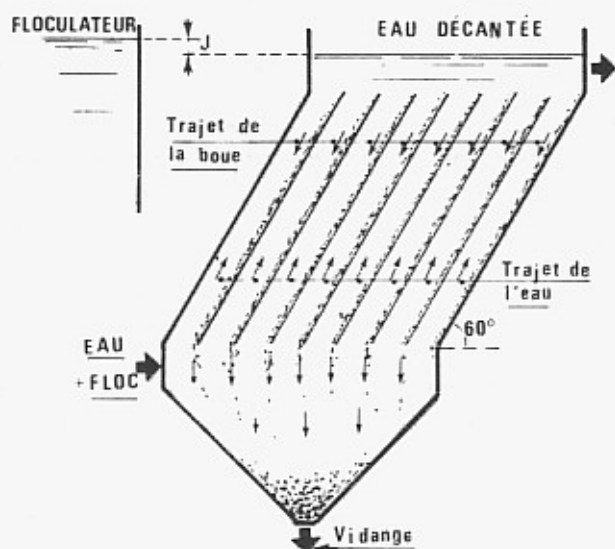
III - Evolution de la technique en matière de traitement des eaux de consommation

Décantation

Nous avons vu page 207, Tome 1, que le rapport Q/S caractérise l'efficacité du décanteur ; on l'appelle encore charge superficielle et nous avons montré que cette charge était indépendante de la hauteur de décantation. Partant de ce principe, il a été imaginé de construire des décanteurs à plusieurs étages (p.206 Tome 1). C'est ainsi qu'un décanteur monoétage de longueur L, de largeur l et de hauteur h, qui permet de traiter un débit Q, pourra traiter un

débit nQ en conservant à l'appareil les mêmes dimensions si on le divise en n étages superposés. Le temps de rétention est alors divisé par n . On pourrait aussi traiter le même débit Q avec un décanteur composé de n étages, mais ne présentant seulement qu'une longueur L/n . Ces exemples montrent qu'il est possible de diminuer les encombrements au sol de ces appareils.

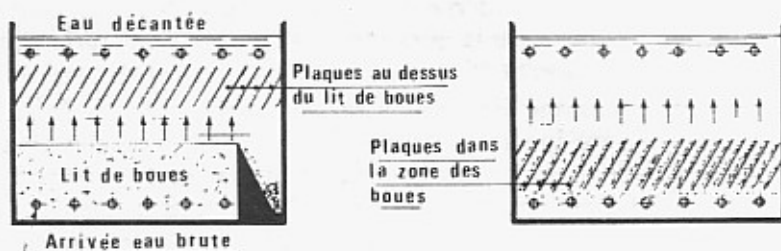
A la limite, en multipliant le nombre des étages, on obtient les *décanteurs lamellaires* dont les espacements entre lamelles peuvent descendre à des valeurs très faibles, de l'ordre de quelques centimètres (1). L'inclinaison des plaques a fait l'objet d'études expérimentales, l'inclinaison optimale pour une exploitation convenable semble être proche de 60° . Un compromis est, en effet, à rechercher entre une évacuation facile des boues qui glissent sur ces plaques et une décantation correcte du flot à l'entrée du décanteur pour que le floc ne se brise pas. Cette circulation peut s'effectuer, soit dans le sens de la descente des boues, soit en sens inverse (voir figure). Dans tous ces systèmes, la difficulté réside dans l'équirépartition du flot à travers l'ensemble des lamelles.



La décantation lamellaire peut s'appliquer également aux décanteurs à lits de boues en disposant les plaques inclinées à 60° au-dessus du lit de boues, ce qui améliore la qualité de l'eau par suite de l'élimination des particules de boues entraînées inévitablement dans l'appareil ordinaire. On peut, aussi, disposer les plaques inclinées dans la zone du lit de boues (Superpulsator), ce qui a pour effet, l'expérience le montre, d'accélérer la libération de l'eau décantée, donc de permettre des vitesses ascensionnelles élevées, pouvant atteindre 12 à 15 m/h au lieu de 3,50 m/h pour les Pulsators classiques, ce qui se répercute, évidemment, sur le dimensionnement des appareils (voir figures).

(1) La décantation lamellaire et ses nouveaux développements par Y. RICHARD (Techniques et Sciences Municipales, Mars 1974).

Donc, aux décanteurs classiques horizontaux ou verticaux, les décanteurs à lits de boues, il y a lieu d'ajouter, maintenant, les décanteurs lamellaires.



Filtration

La tendance actuelle, en matière de filtration, est de compléter la filtration sur sable par un 2^e étage de filtration sur charbon actif en grains en supprimant, en principe, l'injection de charbon en poudre en tête du traitement, cette opération pouvant être néanmoins conservée en secours ou pour faire face à une pollution exceptionnelle. Le charbon joue alors le rôle de couche adsorbante. Il peut, également, remplacer totalement le sable dans la constitution des filtres : il joue le rôle de couche filtrante et adsorbante (1 étage de filtration au lieu de 2 dans le cas précédent).

Dans ces deux cas, le génie civil du filtre est identique à celui du filtre à sable, les dimensions sont les mêmes, les vitesses de passages étant identiques. Les caractéristiques du charbon sont, toutefois, à préciser (1). C'est ainsi que la taille effective des grains dans le cas d'un charbon utilisé en 1^{er} étage de filtration sera identique à celle adoptée pour le sable, c'est-à-dire voisine de 1 mm. Dans le cas d'un charbon utilisé en 2^e étage de filtration, la taille effective sera plus petite pour que la fonction adsorbante soit plus efficace ; elle ne saurait, toutefois, descendre au-dessous de 0,6 mm. Quant au coefficient d'uniformité, les essais montrent qu'il devrait se situer entre 1,5 et 1,8. L'épaisseur de la couche de charbon est analogue à celle adoptée pour les filtres à sable.

Qu'il s'agisse de filtres utilisés en 1^{er} étage ou en 2^e étage de filtration, le lavage s'effectuera d'abord à l'air (environ $55 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m}^2$) et, ensuite, à l'eau (environ $20 \text{ m}^3/\text{h}/\text{m}^2$) ; on ne peut, comme pour les filtres à sable, réaliser un lavage air et eau simultanés en raison de la faible densité du charbon qui risquerait d'être entraîné à la vidange.

Enfin, le charbon étant un produit onéreux, il y a intérêt à chercher à le réutiliser une fois qu'il a été saturé. C'est l'opération de régénération ; l'expérience montre qu'une régénération thermique par utilisation de fours à soles

(1) *Technologie du traitement des eaux potables par le charbon actif granulé* par F. FIESSINGER et Y. RICHARD (Techniques et Sciences Municipales - Juillet, Août, Septembre et Octobre 1975).

multiples donne de bons résultats. Elle peut être appliquée par l'exploitant lui-même.

Ce très bref aperçu donne l'essentiel, dans l'état actuel de la technique en cette matière, de ce procédé moderne d'affinage de l'eau. Nous ne saurions trop conseiller le lecteur intéressé par la question de se reporter à la série d'articles donnés ci-avant en référence.

Signalons également que, dans l'hypothèse d'un 2^e étage de filtration sur charbon en grains, il a été apparu préférable de procéder à l'ozonation à la sortie des filtres à sable, avant le passage de l'eau sur le charbon granulé (Usine de Morsang-sur-Seine-Sté Lyonnaise des Eaux. De cette manière, le charbon retient, par suite d'une forte activité biologique, les molécules organiques dégradées chimiquement à l'occasion de leur contact préalable avec l'ozone. La longévité du filtre à charbon s'en trouve accrue.

Traitement des boues

Une station de traitement d'eau produit un volume de boues qui risque d'être important si le débit traité l'est également. Ces boues proviennent, en particulier, des décanteurs.

Au lieu de les rejeter dans le milieu naturel (rivière ou mise en décharge sans précautions particulières après déshydratation partielle, provoquant ainsi des nuisances graves résultant de fermentations des matières organiques), il y a lieu de préconiser un traitement approprié permettant de les transporter facilement à la décharge.

Or, les boues sont constituées par une très forte proportion d'eau ; il suffit donc de les faire sécher. Un séchage naturel demandant un temps très long, il est préférable d'accélérer la déshydratation, soit par filtrage sous pression, soit par aspiration sous vide.

Dans la filtration sous pression, qui serait, semble-t-il, d'une utilisation plus fréquente que la filtration sous vide, les boues sont dirigées sous pression dans des chambres créées entre des plaques évidées et cannelées, munies sur leurs deux faces de toiles filtrantes, lesdites plaques étant juxtaposées et soumises à une pression élevée. Le filtrat s'écoule par les cannelures. La pression couramment exercée est de l'ordre de 8 à 10 bars.

Dans l'aspiration sous vide, un tambour à vitesse de rotation lente, est partiellement immergé dans la boue, préalablement conditionnée. Une toile recouvre ce tambour qui comporte, à l'intérieur, plusieurs compartiments étanches en liaison avec une pompe à vide. La boue se colle extérieurement sur la toile et l'eau est aspirée et évacuée. C'est ainsi qu'à l'Usine des eaux d'Orly, de la ville de Paris, les boues, tout d'abord acidifiées pour en extraire le sulfate d'alumine, qui peut être ainsi récupéré et réutilisé, sont neutralisées par du carbonate de chaux et leur passage sur des filtres à aspiration sous vide les transforme en matières faciles à manutentionner.

IV - Etude d'un projet dans le cas d'agglomérations soumises à des afflux saisonniers importants de population

a) Les consommations

Il est assez difficile, dans ce cas, d'établir des statistiques de caractère général, car les besoins dépendent essentiellement des modalités de séjour adoptées par les vacanciers : camping, hôtel, résidences secondaires. D'une étude très détaillée présentée à l'occasion du Congrès de Brest, de l'A.G.H.T.M. en 1975 (1), il apparaît que, pour la desserte en eau des villes côtières de la Bretagne, la consommation moyenne des estivants ressortirait à 50/60 l/j par résident, soit 125 l/j pour le jour de pointe, au lieu de 250 l/j à la pointe pour la population sédentaire.

Il y aurait donc lieu de retenir, en étendant, prudemment, toutefois, ces constatations à des agglomérations dans la même situation, que la consommation des estivants serait notablement inférieure à celle des sédentaires.

Le projeteur, dans ce cas, fera donc, après une étude minutieuse, une discrimination entre les besoins normaux (population sédentaire), les besoins saisonniers et les besoins exceptionnels (industries grosses consommatrices) et essaiera d'établir, d'après ses observations personnelles, une répartition dans le temps de tous ces besoins.

b) Aspects du problème

Il s'agit de créer des installations qui fonctionneront à bas régime une grande partie de l'année, alors qu'elles seront exploitées intensivement pendant 2 à 3 mois seulement.

Il y a donc un aspect technique et un aspect financier qu'il s'agit d'examiner séparément.

Chaque exploitation constituant un cas particulier, on ne pourra donner que des principes généraux que le projeteur s'efforcera d'adapter au cas qu'il aura à traiter.

Aspect technique

Nous examinerons successivement : les moyens de production, les ouvrages de transport, le stockage et la distribution.

— *les moyens de production.* La logique même imposera d'avoir recours, soit à des points d'eau indépendants et nombreux, de débits moyens, soit à une réserve importante à partir de laquelle des débits très variables pourront être extraits.

Dans le 1er cas, il pourra être fait appel, quand cela sera possible, aux ressources souterraines exploitées, soit à la source, soit au moyen de puits en nombre suffisant qui seront mis en marche selon les besoins. Nous avons vu, effectivement, qu'une certaine souplesse pouvait être obtenue de ce fait.

(1) *L'alimentation en eau des villes côtières*, par divers Auteurs (Techniques et Sciences Municipales - L'eau - Août - Septembre 1975).

Lorsque les ressources souterraines sont importantes, c'est une solution relativement simple : la qualité de l'eau reste sensiblement constante et, grâce à un traitement éventuel de stérilisation proportionnel au débit, une grande sécurité d'exploitation en résultera.

Dans le 2^e cas, il sera fait appel aux eaux de surface : rivière, lacs naturels, barrages-réservoirs, lesdites installations, vu leur importance et les frais d'investissement qu'elles entraîneront, pouvant être également utilisées dans un cadre plus vaste d'alimentation en intéressant des zones parfois éloignées, occupées par des populations exclusivement sédentaires.

Avec les eaux de surface, l'exploitation sera rendue plus délicate en raison des variations de la qualité de l'eau brute qui obligera l'exploitant à des ajustements appropriés dans les modalités du traitement. Il sera judicieux de prévoir un fractionnement des installations en fonction du débit à traiter : possibilité de mettre en service un certain nombre de flocculateurs, de décanteurs, de filtres selon les besoins. L'utilisation d'adjuvants de floculation et, dans une certaine mesure, un accroissement de la vitesse de filtration pourront, dans certains cas, permettre de passer une période difficile au prix d'une turbidité passagère, mais encore acceptable. Bien entendu, une stérilisation proportionnelle au débit sera de règle pour ce genre d'installation.

— *les ouvrages de transport.* Si les points d'eau sont multiples, les canalisations seront indépendantes. On s'efforcera, autant que faire se peut, de rester dans les limites des vitesses admises pour l'écoulement dans les conduites restant en service en dehors de la période saisonnière. En ce qui concerne les points d'eau non utilisés, les conduites d'adduction correspondantes devront rester pleines afin d'assurer la bonne tenue des joints. Au moment de leur mise en service, elles seront vidangées, désinfectées et rincées. Dans le cas où des canalisations effectueraient néanmoins, hors saison, un service réduit, des chasses périodiques seraient à provoquer pour évacuer les dépôts ayant pu se former.

Dans le cas d'un point d'eau unique (lac, barrage, prise en rivière), le débit transporté par l'adduction variera beaucoup selon la saison. Si l'on reste dans la fourchette de vitesses 0,50 - 2,00 m/s, les débits transportés pourront varier de 1 à 4, mais les pertes de charge passeront de 1 à 16. Or, une adduction essentiellement gravitaire ne saurait s'accommoder d'une telle variation de la charge. Il faudra avoir recours à une ou plusieurs pompes, ne serait-ce que pour vaincre ces pertes de charge différentes selon les débits transités. La vitesse variable pourra apporter une solution à ce problème, tout en faisant remarquer qu'il sera peut-être possible, dans la période hors saison, de court-circuiter le surpresseur si la charge disponible le permet. Il est à prévoir qu'à l'occasion du passage à des vitesses d'écoulement supérieures, des dépôts seront mis en mouvement, pouvant donner lieu à une turbidité passagère.

Dans l'hypothèse d'une trop grande variation du débit, il faudrait envisager la pose, en parallèle avec la conduite principale, d'une conduite de diamètre plus faible pour satisfaire les besoins normaux ainsi qu'éventuellement ceux de la période de transition où la consommation n'a pas encore atteint son maximum.

En tout état de cause, pour toutes les canalisations à service variable pouvant aller jusqu'à l'arrêt total, le maître d'œuvre apportera un soin tout

particulier au choix du revêtement intérieur des tuyaux en vue d'éliminer la possibilité d'une corrosion biochimique du métal s'il devait arriver que ce revêtement se trouve détérioré.

— *les ouvrages de stockage.* Si les points d'eau sont multiples, il sera judicieux de prévoir également plusieurs réservoirs dont la zone de desserte sera bien connue, certains pouvant être mis exceptionnellement hors service en dehors de la pointe saisonnière. Cependant, pour des raisons de sécurité (incendie à combattre dans une zone non habitée) et en vue d'alimenter des usagers sédentaires se trouvant sur le parcours de la desserte, il sera difficile d'interrompre totalement le service sur une partie du réseau de distribution. Aussi, des intercommunications avec des conduites issues de réservoirs restant en service seront vivement conseillées. De toute manière, la capacité des cuves sera calculée au strict minimum afin d'éviter une accumulation prolongée pouvant nuire à la qualité des eaux emmagasinées.

Dans le cas d'un réservoir unique, il pourra être envisagé un compartimentage d'inégale importance de façon à n'utiliser que la plus petite capacité pendant la période hors saison.

Enfin, il semble que le recours à l'injection directe dans le réseau, injection d'importance variable selon le moment, donnerait une grande souplesse à l'installation, notamment pendant la période intermédiaire précédant le fort afflux saisonnier. Dans cette hypothèse, les centres de production dirigeraient, par exemple, l'eau dans une cuve centrale dans laquelle s'alimenteraient les pompes à vitesse variable refoulant dans le réseau et, en pleine saison, si ces modalités ne sont pas maintenues, l'alimentation pourrait être assurée à partir d'un ou de plusieurs réservoirs, grâce à des pompes à vitesse fixe installées dans la même station, à moins que la cuve centrale puisse alimenter gravitairement lesdits réservoirs. Ces dernières dispositions rejoignent les idées émises sur l'utilité des réservoirs dont la présence, à notre sens, s'impose pour la sécurité des usagers dans cette période d'afflux de population.

— *le réseau de distribution.* Il n'est pas envisageable de prévoir le doublement systématique des conduites pour alimenter les sédentaires, d'une part, et les saisonniers d'autre part. Dans des cas particuliers, desserte d'un camping, par exemple, il est bien évident qu'une canalisation spéciale sera nécessaire. Par ailleurs, nous avons vu, plus haut, que la sécurité imposait de conserver les conduites pleines en toutes circonstances.

En conséquence, le projeteur calculera les conduites du réseau avec une vitesse de l'ordre de 1 m/s pour le débit quelque peu supérieur à la consommation des sédentaires pour rester dans la fourchette des vitesses acceptables. Des renforts locaux (conduites en parallèle) seront sans doute nécessaires dans certains quartiers ; ils pourront n'être exploités qu'au moment de la pointe saisonnière.

De son côté, l'exploitant fera le nécessaire pour débarrasser périodiquement les conduites des envasements pouvant se produire dans les tronçons à faible vitesse d'écoulement. Des robinets de décharge devront permettre d'évacuer à l'égout proche les dépôts ainsi extraits.

Aspect financier

De tels projets sont à étudier avec beaucoup de soin car les répercussions financières risquent d'être importantes.

C'est ainsi que l'on recherchera la possibilité de diminuer au maximum les écarts de consommations en incluant les sédentaires de la ville à fort afflux saisonnier avec d'autres populations sédentaires importantes de l'intérieur. Les investissements coûteux de production (construction d'un barrage, par exemple) et d'adduction pourront ainsi être étalés grâce à la contribution d'un plus grand nombre de participants.

Les points d'eau à créer seront à rechercher dans les zones les plus proches des agglomérations à desservir : l'adduction lointaine est toujours chère.

Par ailleurs, l'exploitant, quand il en aura le choix, s'efforcera, par priorité, de faire appel aux ressources les moins onéreuses en fonction des besoins du moment à satisfaire.

Enfin, la tarification de l'eau vendue fera l'objet d'une étude particulière pour que la rentabilité des installations soit bonne. Dans l'article cité en référence page 83, les auteurs évoquent la possibilité d'une double tarification : tarif fort pendant la période de pointe et tarif faible en dehors de cette période. Ce serait, certes, une bonne solution, mais qui pose une question de personnel pour le relevé des compteurs. Elle est, en tout cas, à retenir et à adapter au mieux selon les circonstances.

RÉNOVATION D'UNE STATION DE POMPAGE

- Points étudiés* — Dépannage provisoire d'une station existante où des troubles de fonctionnement ont été constatés.
- Propositions en vue d'une rénovation de l'usine.

Une station de pompage est exploitée en vue d'une fourniture de 13 200 m³/j produite par une source dont les dispositions de captage sont telles que ce débit est assuré d'une manière continue, le surplus, lorsqu'il se manifeste, étant rejeté à la rivière voisine.

Cette eau s'accumule dans un petit réservoir dans lequel le niveau est maintenu sensiblement constant à la cote (48,00). La station de pompage, établie à proximité, est équipée de deux pompes dont les caractéristiques sont données. Il n'existe pas de pompe de secours. A l'origine de l'exploitation, l'usine ne comportait qu'une seule pompe, appelée pompe 1, pompe à simple entrée tournant à 1 480 tr/min et dont la vitesse spécifique est de 30 tr/min. Les nécessités d'augmentation de production étant apparues, il fut décidé, le débit de la source l'autorisant, d'installer une 2^e pompe, appelée pompe 2, à deux entrées symétriques tournant à 2 900 tr/min et dont la vitesse spécifique est de 55 tr/min. Ces pompes sont exploitées, en principe, en marche parallèle simultanément, mais il arrive, parfois, que l'une des pompes fonctionne seule pendant quelques heures et selon la pompe qui reste en service, des désamorçages se produisent et des bruits anormaux se manifestent qui inquiètent l'exploitant.

Ces pompes sont du type à axe horizontal. Elles reposent sur un plancher à la cote (50,30), l'axe de la pompe étant à la cote (50,80). Ce plancher est en contrebas du plancher général de l'usine, lequel se situe à (51,45), le sol avoisinant étant à la cote (51,30).

A partir de la station de pompage, une conduite de refoulement de 0,400 m de diamètre a été posée sur 1 800 m de longueur pour aboutir, à la cote (98,00), au réservoir de mise en charge de la conduite d'adduction gravitaire qui fait suite.

On demande d'examiner la ou les causes probables des incidents constatés, de quelle pompe proviennent-ils ? Donner toutes justifications nécessaires et

proposer la ou les solutions possibles pour remédier à cette situation en conservant les pompes actuelles.

Si l'on devait rénover totalement cette station en disposant des pompes nouvelles sur le plancher de l'usine à la cote (51,45) et en adoptant pour ces pompes une entrée dont l'axe est situé à 0,55 m au-dessus du plancher, de quelle manière pourrait-on équiper l'usine (nombre et type des groupes à installer, vitesse de rotation). Il est précisé que, dans ces dispositions éventuelles, les possibilités de fournir des débits inférieurs au débit envisagé, ainsi qu'il se pratique actuellement, sont assez peu probables.

On utilisera les tables de COLEBROOK avec $k = 2.10^{-3}$ m et on négligera les pertes de charge de l'aspiration.

Rédaction du Mémoire

1°) Étude du fonctionnement des pompes dans l'usine actuelle.

Débit assuré : 13 200 m³/j ou 153 l/s

Après avoir mis en place la caractéristique C du refoulement \varnothing 0,400 m sur 1 800 m avec $k = 2.10^{-3}$ m et à partir de la hauteur d'élévation :

$$98,00 - 48,00 = 50 \text{ m}$$

on constate qu'effectivement le point P de fonctionnement des deux pompes en marche simultanée correspond à $Q = 153$ l/s, $H = 60,50$ m. A ce moment, chacune des pompes fournit :

— pompe 1 : 64 l/s total : 153 l/s
— pompe 2 : 89 l/s

Reportons la courbe du NPSH disponible qui, dans le cas présent, est une horizontale puisque les pertes de charge à l'aspiration sont négligées. La hauteur d'aspiration H_a vaut :

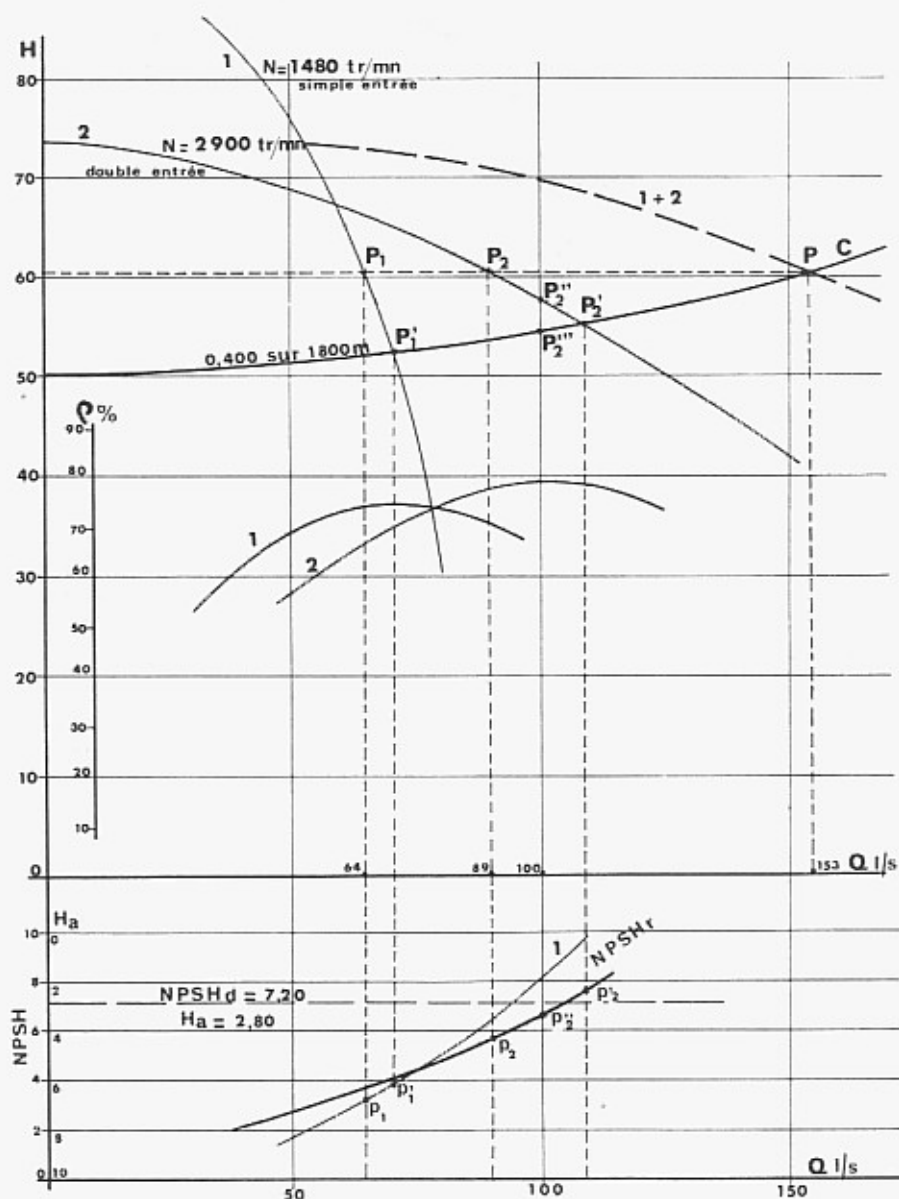
$$50,80 - 48,00 = 2,80 \text{ m}$$

d'où $\text{NPSH}_d = 10 - 2,80 = 7,20 \text{ m}$ (altitude < 100 m)

On vérifie bien que les points p_1 et p_2 se situent tous deux en-dessous de l'horizontale du NPSH_d . Donc, le fonctionnement doit être normal, ce qui est effectivement constaté.

Par contre, si la pompe 1 est désaccouplée, la pompe 2 a son point de fonctionnement en P'_2 et le rappel sur la courbe du NPSH_r fournie par le constructeur donne un point p'_2 qui se situe légèrement au-dessus de l'horizontale du NPSH_d .

Il n'est donc pas étonnant que l'une des pompes soit bruyante dans cette hypothèse puisqu'elle se trouve à la limite de la cavitation.



Ces inconvénients n'existent pas si la pompe 1 fonctionne seule car le point p'_1 ainsi obtenu sur la courbe du $NPSH_r$ est nettement au-dessous du $NPSH_d$.

En conséquence, c'est la pompe 2 qui est à l'origine des bruits constatés qui ne sont autres que des bruits de cavitation.

Quelles sont les solutions à apporter, dans l'immédiat, à cette situation ?

1°) On peut envisager d'abaisser le niveau d'installation de la pompe 2 d'environ 0,80 m à 1,00 m, de façon à obtenir un $NPSH_d$ de 8,00 m environ. Mais cette solution entraîne des travaux de génie civil et de fontainerie relativement importants.

2°) Il serait possible d'accoupler la pompe à un moteur à collecteur ou à courant continu (après redressement de la tension alternative), de façon à obtenir, par une modification de la vitesse de rotation, le point de fonctionnement désiré n'entraînant pas une marche en cavitation.

Ce mode d'entraînement, étant donné la puissance moyenne absorbée, serait applicable dans ce cas.

Les frais occasionnés par cette modification ne seraient pas négligeables : achat d'un nouveau moteur, achat éventuel d'un convertisseur.

3°) On pourrait, évidemment, ne fonctionner qu'avec la pompe 1, mais le débit relevé serait trop faible.

4°) Enfin, une solution consisterait à relever temporairement la caractéristique du refoulement, c'est-à-dire à créer une perte de charge supplémentaire de façon à ramener le point P'_2 vers la gauche, aux environs de P''_2 , par exemple. Il en résulterait un point p''_2 sur la courbe du $NPSH_r$ qui se situerait au-dessous de l'horizontale du $NPSH_d$. Cette perte de charge serait tout simplement fournie par le jeu du robinet-vanne situé à la sortie de la pompe. C'est la solution qu'il y a lieu d'envisager car elle n'entraîne aucun frais, mis à part le gaspillage d'énergie qui en résulte. Mais comme c'est une marche exceptionnelle, elle peut être adoptée.

NOTA La solution consistant à effectuer un rognage de la roue de la pompe 2 n'est pas à envisager car, si elle permettrait de résoudre le problème, elle entraînerait une diminution définitive du débit lorsque les deux pompes fonctionneraient simultanément.

2°) Rénovation de l'usine.

Dans cette hypothèse, on installera la ou les pompes sensiblement au niveau du sol, ce qui implique d'envisager l'axe de la pompe à la cote :

$$51,45 + 0,55 = 52,00$$

Puisque la probabilité de fournir des débits inférieurs au débit global de 153 l/s est très faible, il sera judicieux de ne prévoir qu'un seul groupe, dont le rendement sera meilleur que celui de plusieurs groupes fractionnés. Un groupe de secours identique sera prévu.

Il faut donc rechercher une pompe susceptible de relever, sans caviter, 153 l/s à 60,50 m de hauteur.

Valeur de H_a : $52,00 - 48,00 = 4,00$ m

$$10 - H_a > 1,21 n_s^{4/3} \cdot H \cdot 10^{-3} \text{ (altitude } < 100 \text{ m ; eau froide)}$$

ou $6,00 > 1,21 N^{4/3} Q^{2/3} \cdot 10^{-3}$ puisque $n_s = \frac{N Q^{1/2}}{H^{3/4}}$

ou $N < 1\,510$ tr/min.

On pourra donc accoupler cette pompe à simple entrée avec un moteur tournant à la vitesse de synchronisme de 1 500 tr/min.

Capacité réelle d'aspiration. Pratiquement, avec le glissement, la pompe tournera à 1 450 tr/min. environ et on aura :

$$\begin{aligned} \text{NPSH}_r &= 1,21 \times 1\,450^{4/3} \times 0,153^{2/3} \times 10^{-3} \\ &= 5,68 \text{ m} \end{aligned}$$

Donc $H_a = 10 - 5,68 = 4,32 \text{ m} > 4,00 \text{ m}$

Avec une pompe à double entrée symétrique, on aurait, pour la même vitesse de rotation, possibilité d'aspirer plus bas. Ce n'est pas indispensable puisqu'avec une pompe à simple entrée, qui coûte moins cher, on obtient satisfaction.

Voyons si, avec une pompe à deux entrées tournant à 2 900 tr/min, on pourrait obtenir une aspiration convenable. On doit avoir :

$$6,00 > 1,21 N^{4/3} Q^{2/3} 10^{-3}$$

Ici, $Q = \frac{0,153}{2} = 0,0765 \text{ m}^3/\text{s}$

On trouve : $N^{4/3} < \frac{6\,000}{1,21 \times 0,0765^{2/3}}$

ou $N < 2\,136$ tr/min.

Cette solution ne convient donc pas puisque $2\,136 < 2\,900$ tr/min.

Une solution intéressante serait de composer l'usine de deux groupes identiques + un secours avec des pompes à double entrée.

Dans ce cas, $Q = \frac{0,0765}{2}$ par ouïe

et $N^{4/3} < \frac{6\,000}{1,21 \times 0,03825^{2/3}}$

$N < 3\,020$ tr/min.

Il serait donc possible d'équiper l'usine avec deux pompes identiques à double entrée refoulant chacune $Q/2$ et tournant à 2 900 tr/min. Cette solution serait plus souple que celle consistant à ne prévoir qu'un seul groupe à 1 450 tr/min car elle permettrait de satisfaire éventuellement - assez exceptionnellement, certes - mais économiquement, des débits moins importants, les pompes à double entrée ayant ordinairement de bons rendements. Il est à prévoir, cependant que cette solution serait plus onéreuse. Néanmoins, il serait intéressant de demander des prix pour les deux solutions et de faire une étude plus approfondie en possession de ces données.

STATION DE SURPRESSION

Points étudiés.

- Injection dans le réseau pour éviter la construction d'un réservoir.
- Application de la vitesse variable

Une conduite de distribution de 0,600 m de diamètre effectue le transit de l'eau à partir d'un réservoir à l'intérieur duquel la cote minimale du plan d'eau est (98,00) jusqu'à un point A situé à 2 000 m de ce réservoir. A partir de ce point, l'eau est distribuée à l'intérieur de la ville au moyen d'une conduite maitresse sur laquelle sont raccordées les différentes canalisations qui alimentent les abonnés. Le profil de cette conduite est donné.

Un point critique, de cote au sol (65,00) se situe en B, à 4 000 m de l'entrée A du réseau dans la ville. On a pu mesurer qu'entre A et B la perte de charge totale, en mètres, pouvait s'exprimer par la relation :

$$J = 108 Q^2$$

si Q représente, en m^3/s , le débit à satisfaire à l'entrée du réseau dans la ville.

Par suite d'une extension de l'agglomération, la consommation journalière va passer à $17\,000\,m^3/j$ se répartissant comme suit, en appelant a le débit moyen horaire réparti sur 24 h :

0 à 7 h	: 0,16 a
7 à 9 h	: 1,75 a
9 à 11 h	: 2,2 a
11 à 17 h	: 1,5 a
17 à 19 h	: 2,0 a
19 à 21 h	: 0,75 a
21 à 24 h	: 0,16 a

Il faut que, dans ces conditions, la pression minimale au sol au point B soit comprise entre 20 et 24 m d'eau en toutes circonstances. (au-delà de B, les

immeubles sont moins élevés et les pressions au sol seront considérées satisfaisantes si celles de la zone AB le sont).

En vue de maintenir la condition de pression, le relèvement de cette dernière en A est nécessaire et, dans ce but, la Municipalité qui s'oppose, pour des raisons d'esthétique, à la construction d'un réservoir, demande l'édification d'une station de surpression alimentée par le réservoir actuel.

1°) Donner l'allure du profil piézométrique de la conduite entre A et B, sachant que l'on peut admettre une répartition uniformément répartie du débit à l'intérieur de la ville.

2°) Donner le principe du raccordement et celui du fonctionnement de la station de surpression ; faire le dessin de la fontainerie correspondante.

3°) A partir de la courbe caractéristique de la pompe, donnée pour une vitesse de rotation de 1 480 tr/min, examiner les possibilités d'adaptation de cet engin pour satisfaire les points de fonctionnement désirés qui seront déterminés et en donnant toutes justifications utiles. Ces possibilités d'adaptation seront obtenues soit par rognage de la roue, soit par la variation de la vitesse de rotation. Indiquer les valeurs ainsi trouvées : % de rognage, vitesse de rotation.

4°) Calculer les puissances absorbées aux différents points de fonctionnement.

Les pertes de charge dans les conduites seront calculées avec le coefficient de rugosité $k = 10^{-4}$ m.

Rédaction du Mémoire

En vue d'examiner les possibilités de distribution de la conduite actuelle de 0,600 m et les moyens à mettre en oeuvre pour assurer les débits futurs, donnons ci-après les débits horaires selon les tranches considérées.

Débit global journalier futur : 17 000 m³

Débit horaire moyen :

$$a = \frac{17\,000}{24} = 708 \text{ m}^3/\text{h}$$

- de 0 à 7 h : $0,16 a = 0,16 \times 708 = 113 \text{ m}^3/\text{h}$ ou 31,4 l/s
- de 7 à 9 h : $1,75 a = 1,75 \times 708 = 1\,239 \text{ m}^3/\text{h}$ ou 344 l/s
- de 9 à 11 h : $2,2 a = 2,2 \times 708 = 1\,558 \text{ m}^3/\text{h}$ ou 433 l/s
- de 11 à 17 h : $1,5 a = 1,5 \times 708 = 1\,062 \text{ m}^3/\text{h}$ ou 296 l/s
- de 17 à 19 h : $2,0 a = 2,0 \times 708 = 1\,416 \text{ m}^3/\text{h}$ ou 394 l/s
- de 19 à 21 h : $0,75 a = 0,75 \times 708 = 531 \text{ m}^3/\text{h}$ ou 148 l/s
- de 21 à 24 h : $0,16 a = 0,16 \times 708 = 113 \text{ m}^3/\text{h}$ ou 31,4 l/s

La circulation de ces débits dans la conduite de 0,600 m entre le réservoir et le point A, d'une part, et à l'intérieur de la ville, d'autre part, donne lieu aux pertes de charge indiquées dans le tableau ci-après :

Débits Q l/s (Q = débit à satisfaire à l'entrée de la ville, en A)	Vitesse dans \varnothing 0,600	Pertes de charge dans \varnothing 0,600		Pertes de charge entre	Pertes de
		j ($k = 10^{-4}$ m)	$J_1 =$ $j \times 2000$	A et B $J_2 =$ $108 Q^2$	charge totale $J_1 + J_2$
31,4	0,11	0,000024	0,048	0,106	0,154 m
344	1,22	0,00195	3,90	12,80	16,70 m
433	1,53	0,00302	6,04	20,21	26,25 m
296	1,05	0,00147	2,94	9,47	12,41 m
394	1,39	0,00253	5,06	16,75	21,81 m
148	0,52	0,000415	0,83	2,36	3,19 m

1°) Réponse à la question n° 1.

En admettant le débit total uniformément réparti en ville, c'est-à-dire entre les points A et B, la ligne piézométrique est une parabole cubique d'équation (tome 2 p. 357) :

$$y = \frac{R Q'^2}{3 L^3} x^3 - \frac{R Q'}{L^2} (P + Q') x^2 + \frac{R}{L} (P + Q)^2 x$$

avec : R = résistance de la conduite,

Q' = débit total distribué entre A et B (à ne pas confondre avec le débit Q à satisfaire à l'entrée de la ville).

P = débit d'extrémité à fournir au-delà de B

Dans le cas présent, on ne peut donner que l'allure de cette courbe puisqu'on ne connaît pas le diamètre de la conduite entre A et B (qui, en fait, peut être constituée par des conduites de diamètres différents). On ne donne pas, non plus, le débit Q' distribué en route, lequel, en tout état de cause, est inférieur à Q puisqu'il reste un débit P au-delà de B. L'essentiel, pour la question qui nous préoccupe, est de connaître la perte de charge d'extrémité pour le passage d'un débit Q en A.

Calculons, maintenant, la cote piézométrique en B ainsi que la pression au sol correspondante aux différentes heures de la journée afin de voir à quel moment devra fonctionner la station de surpression.

Compte tenu de ce que la pression au sol en B doit être au minimum de 20 m d'eau, on voit donc que les heures de la journée pendant lesquelles la station de surpression devra fonctionner seront celles qui sont encadrées dans le tableau ci-après.

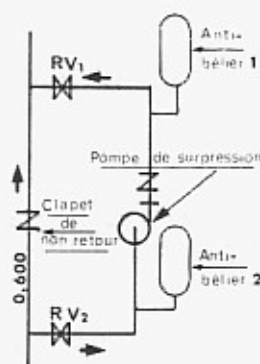
Tranches horaires :	Débits	Perte de charge totale en B $\Sigma J = J_1 + J_2$	Cote piézométrique en B $P_z = 98 - \Sigma J$	Pression au sol en B $P_z - 65,00$
0 à 7 h et 21 à 24 h	31,4	0,154	97,85	32,85
7 à 9 h	344	16,70	81,30	16,30
9 à 11 h	433	26,25	71,75	6,75
11 à 17 h	296	12,41	85,59	20,59
17 à 19 h	394	21,81	76,19	11,19
19 à 21 h	148	3,19	94,81	29,81

Cette station fonctionnera donc, en moyenne, 6 heures par jour. Cette solution est certainement plus économique que celle qui pourrait consister :

- soit en la construction d'une cuve surélevée à l'entrée de la ville,
- soit en un grossissement de la conduite de distribution à l'intérieur de la ville.

2°) Principe de la surpression

Le groupe de surpression à installer en A sera alimenté en dérivation par le \varnothing 0,600 m à condition d'installer, entre les deux points de raccordement, un clapet de non-retour (voir figure).



Tant que la pression en B est acceptable, l'eau passe à travers le clapet et la pompe est isolée par la fermeture de deux vannes RV_1 et RV_2 . Quand la pression en B nécessite la marche de l'usine de surpression, les robinets sont ouverts et la pompe fonctionne avec une aspiration en charge de valeur au sol $[(98,00 - J_1) - 68,50]$. Elle refoule dans le réseau à une pression supérieure à cette dernière valeur, ce qui entraîne la fermeture du clapet et l'introduction, dans le réseau, de l'eau à la pression désirée. Le dispositif est complété par l'installation de deux réservoirs d'air anti-bélier, l'un monté sur l'aspiration, l'autre raccordé sur le refoulement.

Le fonctionnement de la station nécessite donc la manoeuvre des vannes RV_1 et RV_2 .

Cette manoeuvre peut être rendue automatique en équipant ces vannes (vannes papillon de préférence) de moteurs électriques commandés à distance grâce à un manostat installé en B : dès que la pression en ce point s'abaisse à une valeur nécessitant la marche de l'usine, le manostat commande, en même temps, l'ouverture des vannes et la mise en marche du moteur de la pompe à la vitesse correspondant au débit à faire circuler. *Il faudra donc une pompe accouplée à un moteur à vitesse variable* pour avoir toute la souplesse désirable.

L'automatisme sera doublé par une commande manuelle.

Mais, comme, de toute manière, la présence d'un agent de surveillance est nécessaire, tout au moins de 7h à 19 h, celui-ci pourra effectuer les manoeuvres nécessaires dès que les indications du manomètre installé en B et qui seront transmises à la station prévue en A les imposeront. L'automatisme n'est donc pas absolument indispensable.

Le groupe à installer sera donc du type à vitesse variable. On exclura les variateurs de vitesse mécaniques car la puissance absorbée par le moteur est importante dans certains cas de fonctionnement pour ce genre de dispositif qui peut convenir jusqu'à des puissances de l'ordre de 40 à 50 kW. Par contre, les puissances en cause, nous le verrons plus loin, peuvent permettre de faire appel :

- soit à un moteur à collecteur alimenté en courant alternatif et dont la variation de vitesse sera obtenue par décalage des balais ou grâce à un régulateur d'induction relié aux balais du collecteur.

- soit à un moteur à courant continu équipé d'un variateur électronique de vitesse qui transforme la tension alternative du réseau en tension continue de valeur moyenne réglable, ce qui permet de faire varier la vitesse de rotation du moteur. Cette tension continue est généralement fournie par des redresseurs contrôlés (thyristors). Cet appareillage est connu sous l'appellation de convertisseur statique.

Il sera prévu un groupe de secours qui pourra, par simplification, être équipé d'un moteur asynchrone à vitesse fixe (1 500 tr/min) les variations de débits étant obtenues par vannage sur le refoulement. (C'est un secours, donc, marche exceptionnelle).

Les dispositions de l'usine sont indiquées sur le dessin ci-après. On remarque que l'on a utilisé une pompe verticale suspendue à volute avec accouplement direct. (voir représentation à plus grande échelle)

3°) Adaptation de la pompe aux conditions de débits à satisfaire. Vitesse de rotation.

La pompe fonctionne avec une aspiration en charge fournie par le réservoir actuel. Elle doit fournir, au départ, une énergie suffisante pour que, compte tenu des pertes de charge en amont de A et entre A et B, la cote piézométrique en B soit, au moins de :

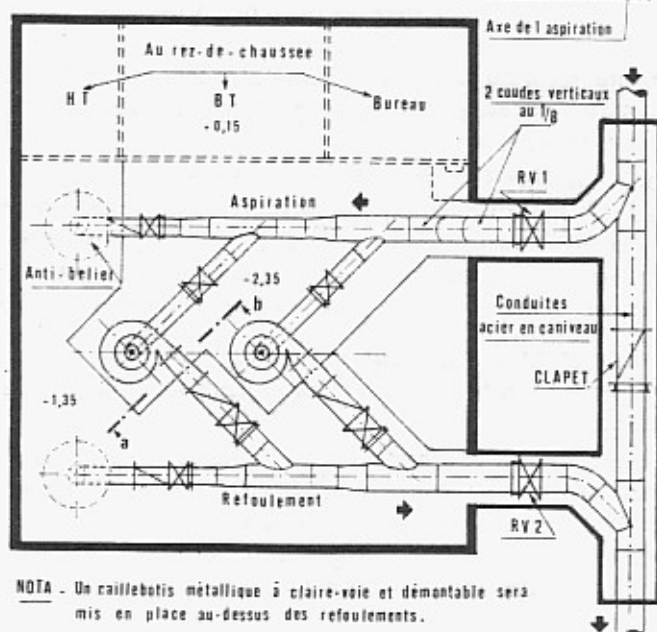
$$65,00 + 24,00 \text{ m au sol} = 89,00 \quad (1)$$

(1) On tablera, dans ce qui suit, sur la pression maximale à satisfaire en B, soit 24 m d'eau.

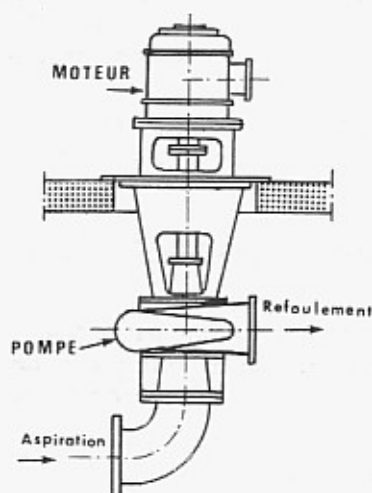
STATION DE SURPRESSION

PLAN

au niveau du dessous du
plancher supérieur



NOTA - Un raillebotis métallique à claire-voie et démontable sera mis en place au-dessus des refolements.

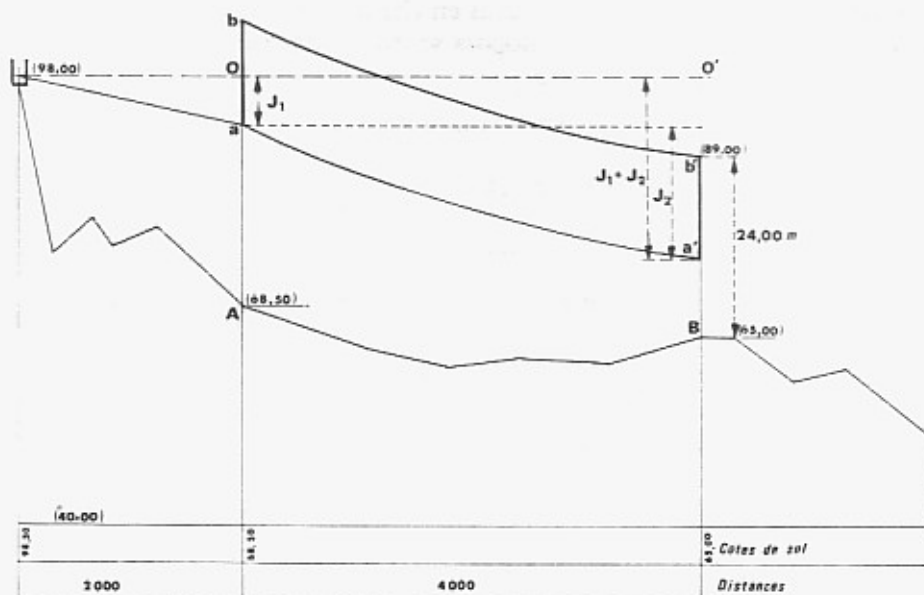


Si $Oa = J_1$ est la perte de charge dans le tronçon de $\varnothing 0,600$ m sur 2 000 m, la ligne piézométrique entre A et B est une parabole cubique dont nous avons indiqué plus haut l'équation et qui a pour point de départ a et pour point d'arrivée a' . Si la pression au sol Ba' est trop faible et inférieure à 24,00 m (voir profil), il faut relever la ligne piézométrique en la déplaçant parallèlement à elle-même de façon à amener a' en b' (les débits et le diamètre restant effectivement inchangés). On doit donc avoir :

$$ab = a'b'$$

Dans chaque cas, la hauteur d'élévation de la pompe a pour valeur :

$$ab = a'b' = (J_1 + J_2) - (98,00 - 89,00) = J_1 + J_2 - 9$$



En conséquence, les points de fonctionnement à réaliser par la pompe résultent du tableau ci-dessous :

Débits	J_1	J_2	$J_1 + J_2$	$J_1 + J_2 - 9$	Point sur le graphe
344 l/s	3,90	12,80	16,70	7,70	1
394	5,03	16,75	21,81	12,81	2
433	6,04	20,21	26,25	17,25	3

La courbe $H = J_1 + J_2 - 9$ en fonction de Q est une parabole. On peut donc la tracer. C'est la caractéristique de la conduite ; elle est toute en pertes de charge. En la portant sur le graphe, on trouve les vitesses à réaliser pour les différents débits.

C'est ainsi qu'à partir de la roue donnée ($N = 1\,480 \text{ tr/min}$), la réalisation du point 3 est obtenue par rognage et en conservant la vitesse initiale.

$$\text{Coefficient de rognage : } \frac{OP'}{OP} = \frac{172,5}{156} \text{ (longueurs lues)}$$

$$= \frac{1}{m^2}$$

$$m^2 = 0,905 \text{ et } m = 0,95$$

La roue sera donc rognée de 5 % ; c'est cette roue rognée qui sera utilisée. On en trace complètement la nouvelle caractéristique.

Les deux autres points seront obtenus en changeant la vitesse de rotation de cette roue rognée ; les points homologues se trouveront sur une même parabole.

$$\text{Point 1} \quad q = 0,344 \text{ m}^3/\text{s} ; b = 7,70 \text{ m}$$

$$\text{paramètre de la parabole : } \frac{7,70}{0,344^2} = 65$$

$$\text{équation de la parabole : } b = 65 q^2$$

En traçant cette parabole par points, sa rencontre avec la courbe QH de la roue rognée donne :

$$Q = 0,465 \text{ m}^3/\text{s} ; H = 14,10 \text{ m}$$

$$\text{donc,} \quad n = 0,344 \times \frac{1\,480}{0,465} = 1\,095 \text{ tr/min.}$$

$$\text{Point 2} \quad q = 0,394 \text{ m}^3/\text{s} ; b = 12,81 \text{ m}$$

$$a = \frac{12,81}{0,394^2} = 82,5$$

$$\text{donc} \quad b = 82,5 q^2$$

En procédant comme ci-dessus, on trouve :

$$Q = 0,443 \text{ m}^3/\text{s} ; H = 16,20 \text{ m}$$

$$\text{et} \quad n = 0,394 \times \frac{1\,480}{0,443} = 1\,315 \text{ tr/min.}$$

Enfin, si l'on désirait avoir, en toutes circonstances, une pression en B au moins égale à 24,00 m, il faudrait envisager également le relèvement de la pression pendant la période 11h - 17 h où cette pression tombe à 20,59 m. Ce point (point 4) qui correspond à $q = 0,296 \text{ m}^3/\text{s}$ donne :

$$b = J_1 + J_2 - 9 = 12,41 - 9,00 = 3,41 \text{ m}$$

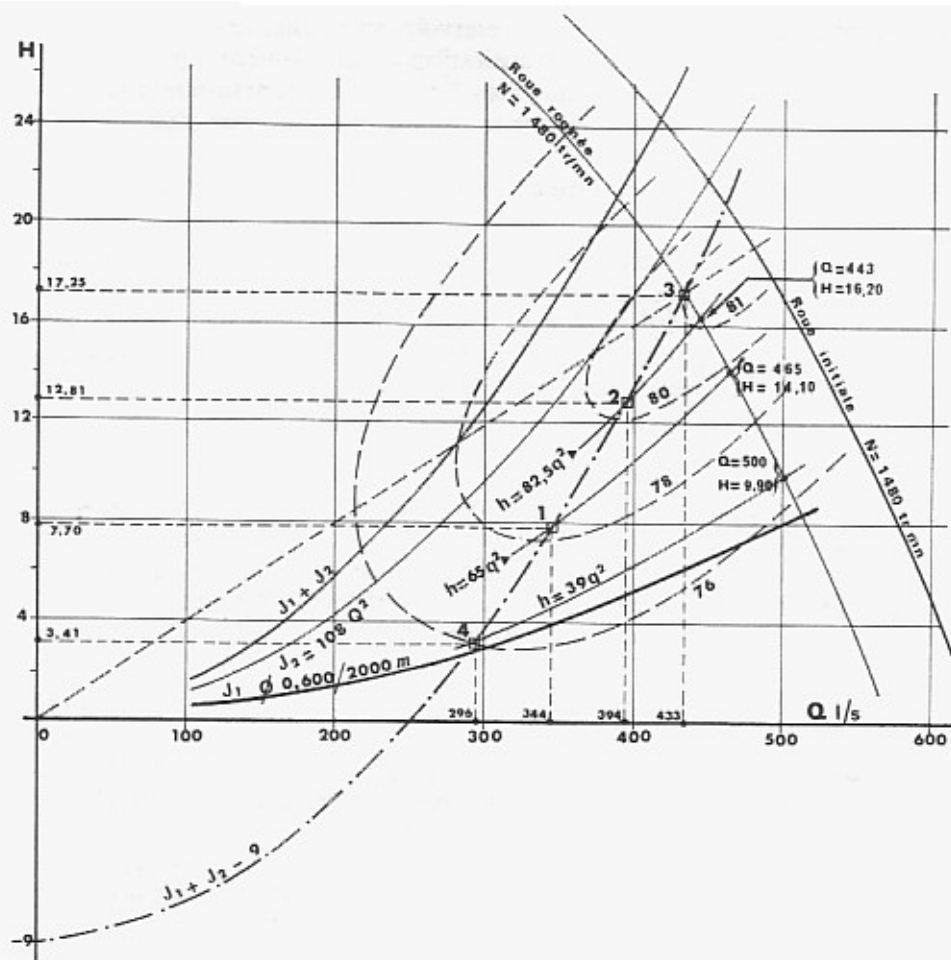
$$\text{Donc,} \quad a = \frac{3,41}{0,296^2} = 39$$

$$b = 39 q^2$$

$$\text{On trouve alors : } Q = 0,500 \text{ m}^3/\text{s} ; H = 9,90 \text{ m}$$

$$\text{et} \quad n = 0,296 \times \frac{1\,480}{0,500} = 875 \text{ tr/min.}$$

Une remarque, toutefois, s'impose : les différentes vitesses calculées ci-dessus permettent de relever les débits correspondants aux tranches horaires imposées de façon à obtenir 24,00 m de pression au sol en B. Mais il est bien évident que, selon les circonstances, on pourra toujours relever un débit *quelconque* entre les points extrêmes $0,296 \text{ m}^3/\text{s}$ et $0,433 \text{ m}^3/\text{s}$, car la vitesse est susceptible de varier d'une manière continue entre 875 et 1 480 tr/min.



4°) Calcul des puissances absorbées.

$$- \text{ en l } : \frac{9,81 \times 0,344 \times 7,70}{0,785} = 33,1 \text{ kW}$$

$$- \text{en 2} : \frac{9,81 \times 0,394 \times 12,81}{0,802} = 61,7 \text{ kW}$$

$$- \text{ en 3 : } \frac{9,81 \times 0,433 \times 17,25}{0,81} = 90,5 \text{ kW}$$

$$- \text{ en 4} : \frac{9,81 \times 0,296 \times 3,41}{0,75} = 13,2 \text{ kW}$$

Protection anti-bélier. Du fait de la présence nécessaire de 2 anti-béliers, il se trouve qu'au moment de l'arrêt brusque, la pression croît dans l'anti-bélier sur l'aspiration et décroît dans l'anti-bélier sur le refoulement. A un moment donné, les pressions de part et d'autre du clapet sur la conduite principale

s'équilibrent et le clapet se lève. Les 2 réservoirs anti-bélier débitent ensemble et compensent l'écart de débit entre aspiration et refoulement. Quand l'eau revient en arrière, le clapet se ferme et les 2 anti-béliers fonctionnent séparément. On arrive, de ce fait, à diminuer le volume des réservoirs d'air.

NOTA La vitesse variable peut être obtenue de différentes manières :

1°) en intercalant entre la pompe et le moteur un appareil, soit mécanique, soit électromécanique, appelé variateur. Ce dispositif, qui peut convenir pour des puissances modérées (40 à 50 kW pour le variateur mécanique), présente l'avantage d'être peu coûteux. Par contre, le réglage de la vitesse est peu précis, l'engin est bruyant et se prête difficilement à une commande à distance.

2°) en agissant directement sur la vitesse du moteur ; il existe plusieurs dispositifs :

— *utiliser les propriétés du moteur à collecteur.* Ce moteur est alimenté en courant alternatif, le rotor étant identique au rotor d'un moteur à courant continu. Une variation de la vitesse s'obtient par un décalage des balais ou grâce à un régulateur d'induction relié aux balais du collecteur. Ces moteurs sont d'un entretien délicat et la puissance est limitée à environ 25 kW par paire de pôles.

— *utiliser les propriétés du moteur à courant continu.* A partir de la tension alternative du réseau, un variateur électronique la transformera en tension continue de valeur moyenne réglable qui, appliquée à l'induit du moteur à courant continu, permettra de faire varier sa vitesse. Cette tension continue peut être fournie par des redresseurs contrôlés (thyristors) ; l'appareillage est connu sous le nom de convertisseur statique. L'installation est relativement peu coûteuse, compte tenu des performances atteintes. L'utilisation de ce procédé a reçu des applications assez nombreuses dans le domaine du pompage.

On peut, aussi, faire appel à un groupe WARD-LEONARD (voir *Hydraulique urbaine*, tome 2, page 430).

— *agir directement sur le moteur asynchrone.* Avec un moteur à rotor en court-circuit, comportant un stator à polarités multiples, il est possible d'obtenir des vitesses différentes en modifiant, par commutations, le nombre de paires de pôles. Toutefois, il n'y a pas de variation continue de la vitesse comme dans les autres procédés. On obtient deux ou trois vitesses différentes, mais qui restent fixes. Le procédé est simple et peu coûteux.

Avec un rotor bobiné, en agissant sur l'intensité rotorique, on peut obtenir une variation continue de la vitesse (H.U. p. 430). Cette technique comporte à l'heure actuelle des applications peu nombreuses et s'applique surtout aux grosses puissances ; elle est appelée, semble-t-il, à des développements dans l'avenir étant donné la grande fiabilité de l'installation. Malheureusement, présentement, le prix de revient est assez élevé.

Nous rappelons que les applications de la vitesse variable ont été examinées plus en détail dans une note annexe à la fin du tome 2 du livre *Hydraulique urbaine*.

STATION DE POMPAGE ÉQUIPÉE EN VUE DE DESSERVIR DEUX NIVEAUX DIFFÉRENTS

Points étudiés.

- Couplages de pompes identiques en série et en parallèle.
- Détermination de la cote d'implantation d'une cuve de réservoir.

Une station de pompage aspire dans une bêche d'alimentation à l'intérieur de laquelle le niveau minimal s'établit à la cote (657,00) et a pour mission de concourir au remplissage de deux réservoirs dans les conditions énumérées ci-après :

- un réservoir existant (1) dans lequel le trop plein est arasé à la cote (739,50).
- un réservoir à construire (2) dont le trop plein, compte tenu de l'altitude des immeubles à alimenter, se situera à une cote ($834,50 \pm 5,00$ m), la pression en ville étant encore suffisante pour la cote minimale (829,50).

La conduite de refoulement présente un tronc commun de 1 000 m de longueur qui se divise ensuite en deux tronçons, l'un de 2 000 m de longueur apportera au réservoir (1) dans le temps désigné plus loin, un volume de $10\,000\text{ m}^3$, l'autre, de 3 500 m de longueur, apportera au réservoir (2), dans le temps indiqué plus loin, un volume de $5\,000\text{ m}^3$.

La station de pompage sera équipée d'un nombre minimal de pompes identiques multicellulaires à trois roues dont les courbes caractéristiques sont données. Les courbes QH correspondent, l'une aux roues normales, l'autre, au rognage maximal de ces roues. Pour les différents rognages, on donne également les courbes équirendements. Les pompes devront avoir la possibilité d'être groupées de façon qu'elles puissent alimenter indifféremment, mais non simultanément, aussi bien le réseau bas que le réseau haut. Ces réseaux seront donc alimentés d'une façon continue successivement, savoir :

- le réseau bas, alimenté de jour toute l'année, à raison de 12 h par jour, de 6 h à 18 h.
- le réseau haut, alimenté de nuit, pendant toute l'année, de 18 h à 6 h.

On devra avoir, par ailleurs, dans tous les cas de fonctionnement, une pompe de secours prête à démarrer, quelle que soit la pompe indisponible. On s'efforcera de faire travailler les pompes dans la zone de meilleur rendement.

1°) Calculer le diamètre des conduites de refoulement sachant que les tarifs EDF sont les suivants :

- heures de nuit : 0,04 F le kWh
- heures de jour : 0,10 F
- heures de pointe : 0,20 F

Prix du kg de fonte : 1,30 F

2°) Déterminer et justifier le mode de groupement et le nombre de pompes identiques à disposer dans la station. Donner, à cet effet, des schémas indiquant la disposition des conduites à l'intérieur de l'usine, la position des robinets (ouvert ou fermé) selon les pompes en service. Indiquer la cote du trop plein à réaliser pour le réservoir (2) à construire.

3°) Calculer la puissance totale absorbée pour ces différents groupements; indiquer la puissance nominale des moteurs (rendement moteur : 90 %) ainsi que la puissance apparente du transformateur (rendement transfo : 98 % ; pertes en ligne : 4 % ; $\cos \varphi = 0,86$)

Renseignements annexes.

- Prix des conduites fonte fournies et posées en terre, tranchée comprise :

Diamètres	Prix au m.l.
0,300 m	220 F
0,350	275
0,400	340
0,450	375
0,500	420

Les pertes de charge dans les conduites seront calculées avec le coefficient de rugosité $k = 4,10^{-4}$ m.

Rédaction du Mémoire

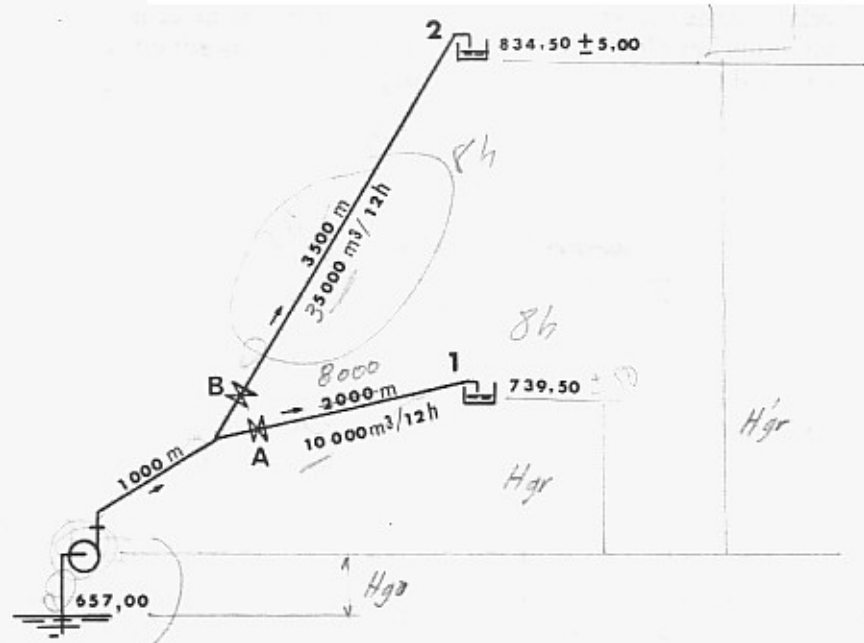
1°) Diamètres des refoulements.

Les réseaux haut et bas sont alimentés successivement à raison de 12 h par jour chacun.

Le schéma d'alimentation est donné ci-après.

On prendra pour cote d'arrivée de l'eau dans les réservoirs 0,50 m au-dessus de la cote du trop plein.

2 robinets A et B, manoeuvrés à distance à partir de l'usine, assureront l'acheminement de l'eau, soit dans le réservoir (1), soit dans le réservoir (2). Cette manoeuvre pourra être rendue automatique.



Le tronc commun sera donc calculé pour le débit le plus important à transiter (alimentation du réseau bas) ; en conséquence, la conduite de refoulement d'une longueur de $1\,000 + 2\,000 = 3\,000$ m sera calculée pour acheminer le débit de $10\,000\text{ m}^3$ en 12 h, soit $832\text{ m}^3/\text{h}$ ou $0,231\text{ m}^3/\text{s}$ et l'élever à une hauteur géométrique de :

$$H_g = 740,00 - 657,00 = 83,00\text{ m}$$

Réseau bas Marche de jour ; prix moyen de l'heure d'exploitation :

— pendant 4 mois :

6 h à 7 h : 1 h à 0,10 F : 0,10 f	} Total : 1,50 F ou
7 h à 9 h : 2 h à 0,20 F : 0,40	
9 h à 17 h : 8 h à 0,10 F : 0,80	
17 h à 18 h : 1 h à 0,20 F : 0,20	

$$\frac{1,50}{12} = 0,125\text{ F l'heure}$$

— pendant 8 mois : 12 h à 0,10 F

Moyenne horaire pondérée pour l'année :

$$e = \frac{0,125 \times 4 + 0,10 \times 8}{12} = 0,1085\text{ F}$$

Donc,

$$\frac{e}{f} = \frac{0,1085}{1,30} = \frac{1}{12}$$

et

$$D = 0,87 \times 0,231^{0,46} = 0,450\text{ m}$$

Vérifions si ce diamètre correspond au diamètre économique et, pour cela, examinons les annuités d'amortissement des investissements et les dépenses annuelles d'exploitation pour les diamètres encadrant le \varnothing de 0,450 m, c'est-à-dire \varnothing 0,400 et \varnothing 0,500 m ;

Investissements

Diamètres	Prix au m.l.	Dépenses (L = 3 000 m)	Annuités 8 % - 50 ans
0,400	340 F	1 020 000 F	83 375 F
0,450	375	1 125 000	91 957
0,500	420	1 260 000	102 992

Exploitation

Diamètres	j	J = 3 000 j	H = 83 + J	$P = \frac{9,81 QH}{0,7}$	Dépenses $P \times 12 \times 365 \times 0,1085 = 475 P$
0,400	0,0102	30,60 m	113,60 m	368 kW	174 000 F
0,450	0,00497	14,91	97,91	317	150 000
0,500	0,00286	8,58	91,58	296	140 000

Bilan

	0,400	0,450	0,500
Annuités	83 375 F	91 957 F	102 992 F
Exploitation	174 000	150 000	140 000
Total	257 375	241 957	242 992

Donc, le tronc commun et la conduite alimentant le réseau bas seront au diamètre de 0,450 m.

2°) Détermination et justification du mode de groupement des pompes

Point de fonctionnement à réaliser pour les pompes :

$$Q = 0,231 \text{ m}^3/\text{s} \text{ ou } 832 \text{ m}^3/\text{h}$$

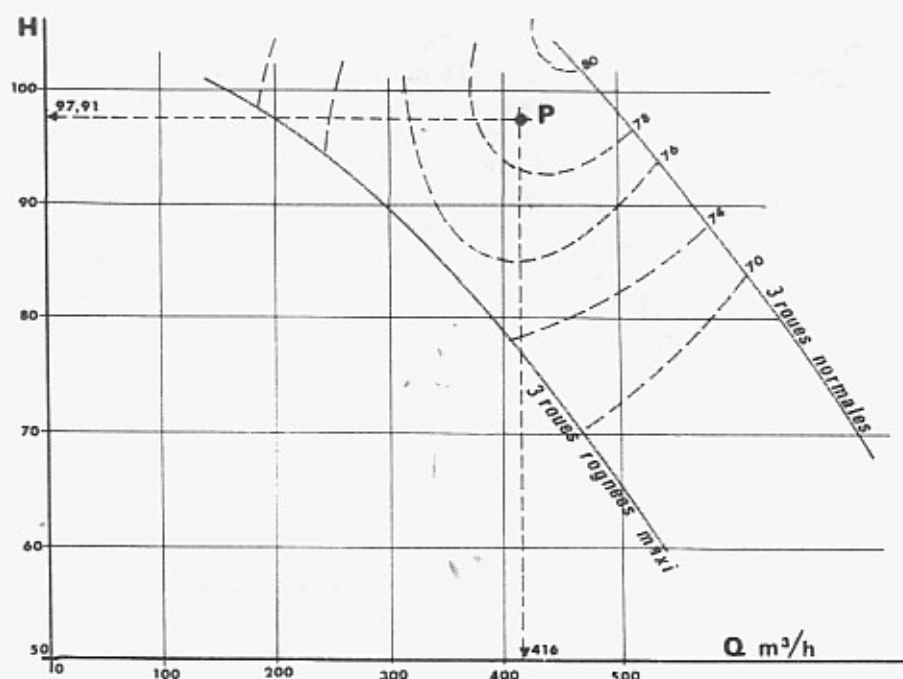
$$H = 97,91 \text{ m}$$

En reportant ce point sur le graphe, on voit qu'il est satisfait par la marche de deux pompes couplées en parallèle.

Pour une pompe, $Q = 416 \text{ m}^3/\text{h}$; $H = 97,91 \text{ m}$

On obtient le point P sur le graphe ci-après. Un léger rognage des roues sera nécessaire.

Rendement de la pompe : 79 %



Réseau haut.

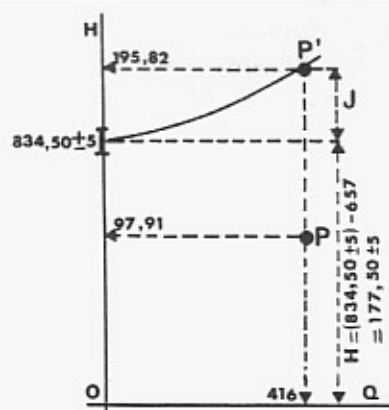
La conduite de refoulement du tronc commun présente donc un diamètre de 0,450 m. Reste à calculer le diamètre de la conduite de 3 500 m alimentant le réseau haut.

Le débit à fournir pendant 12 h en marche de nuit est moitié du débit à fournir au réseau bas en marche de jour. Or, l'exploitation s'effectue, dans ce dernier cas, à l'aide de deux pompes couplées en parallèle. Examinons si un couplage en série des deux mêmes pompes avec un débit égal à celui fourni par une seule pompe du couplage parallèle peut répondre à la question, tout en respectant l'impératif d'aboutir à la cote du réservoir haut $834,50 \pm 5,00$ m.

On sait que la caractéristique résultante de deux pompes identiques couplées en série s'obtient en doublant, pour une valeur donnée de Q , les valeurs de H correspondantes.

En conséquence, puisque l'on conserve le même débit de $416 \text{ m}^3/\text{h}$ pour le couplage série, la hauteur correspondante H est le double de celle trouvée précédemment pour le couplage parallèle.

Donc,
$$H = 97,91 \times 2 = 195,82 \text{ m}$$



Par ce point de fonctionnement $Q = 416 \text{ m}^3/\text{h}$; $H = 195,82 \text{ m}$ doit donc passer la caractéristique de la conduite de refoulement composée, d'une part, par $1\,000 \text{ m}$ de $\varnothing 0,450 \text{ m}$, et d'autre part, par $3\,500 \text{ m}$ d'une conduite dont il faut trouver le diamètre. On doit vérifier, alors, que le point de départ de la caractéristique tombe dans la plage $834,50 \pm 5,00 \text{ m}$.

On peut déjà examiner ce que donne le diamètre économique.

Calcul du prix moyen de l'énergie pour l'année.

— pendant 4 mois :	18 h à 19 h : 1 h à 0,20 F : 0,20 F	} Total : 0,82 F
	19 h à 22 h : 3 h à 0,10 F : 0,30 F	
	22 h à 6 h : 8 h à 0,04 F : 0,32 F	

$$\text{Moyenne horaire : } \frac{0,82}{12} = 0,0682 \text{ F}$$

— pendant 8 mois :	18 h à 22 h : 4 h à 0,10 F : 0,40 F	} Total : 0,72 F
	22 h à 6 h : 8 h à 0,04 F : 0,32 F	

$$\text{Moyenne horaire : } \frac{0,72}{12} = 0,06 \text{ F}$$

Moyenne pondérée annuelle :

$$\frac{0,06 \times 8 + 0,0682 \times 4}{12} = 0,062 \text{ F}$$

$$\frac{e}{f} = \frac{0,062}{1,30} = \frac{1}{21}$$

$$D = 0,80 \times Q^{0,46} \\ = 0,300 \text{ m}$$

On va examiner si, dans ces conditions, la perte de charge totale J est comprise dans la fourchette : (voir figure)

$$195,82 - (177,50 + 5,00) = 13,32 \text{ m}$$

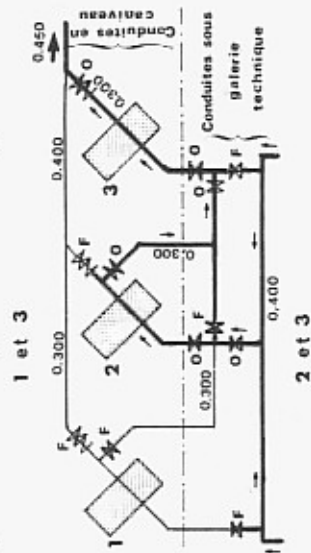
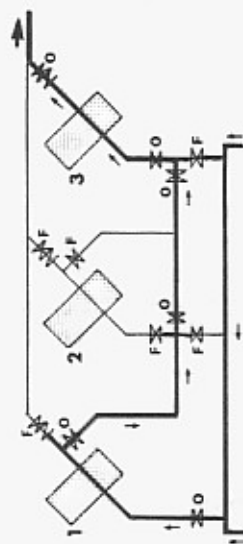
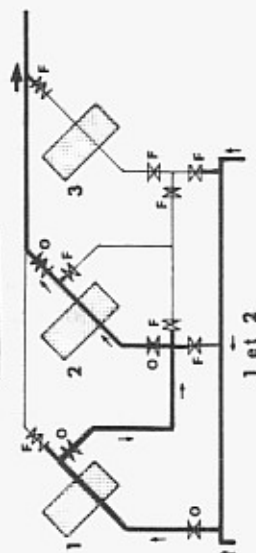
$$195,82 - (177,50 - 5,00) = 23,32 \text{ m}$$

Avec $\varnothing = 0,300 \text{ m}$ et $Q = 416 \text{ m}^3/\text{h}$ ou $0,1155 \text{ m}^3/\text{s}$, on a :

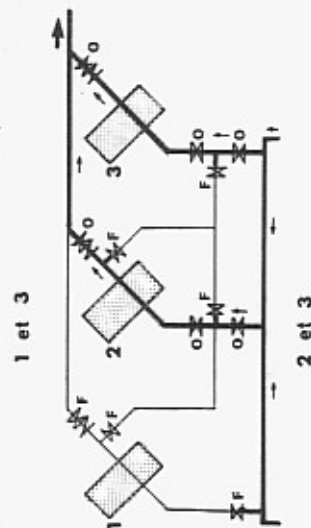
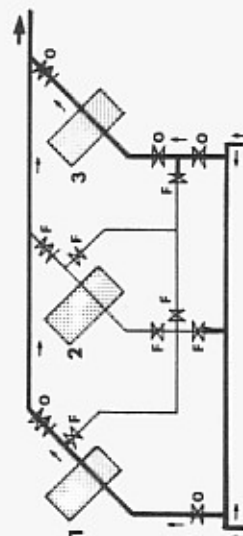
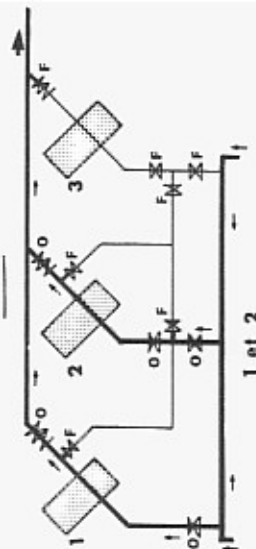
— tronc commun de $0,450 \text{ m}$:

$$j = 0,00126 \text{ p.m.}$$

Couplages serie



Couplages parallele



$$J_1 = 0,00126 \times 1\,000 = 1,26 \text{ m}$$

— Conduite de 0,300 m :

$$j = 0,0102 \text{ p.m.}$$

$$J_2 = 0,0102 \times 3\,500 = 35,70 \text{ m}$$

$$J_1 + J_2 = 36,96 \text{ m}$$

La conduite de 0,300 m ne convient donc pas.

Essayons un \varnothing 0,350 m.

$$J_1 = 1,26 \text{ m}$$

\varnothing 0,350 m : $j = 0,0047 \text{ p.m.}$

$$J_2 = 0,047 \times 3\,500 = 16,40 \text{ m}$$

$$J_1 + J_2 = 17,66 \text{ m}$$

Cette valeur est donc comprise dans la fourchette ci-dessus et la conduite alimentant le réservoir haut aura un diamètre de 0,350 m.

Cote d'arrivée de l'eau dans la cuve :

$$657,00 + (195,82 - 17,66) = 657,00 + 178,16 = 835,16$$

La cote du trop plein s'établira 0,50 m plus bas, soit :

$$835,16 - 0,50 = 834,66$$

En conséquence, on installera, dans la station de pompage, trois pompes identiques, dont l'une sera utilisée en secours.

Les couplages de ces pompes devront pouvoir s'effectuer aussi bien en série qu'en parallèle, quelles que soient les pompes en service.

Les schémas précédents donnent les dispositions adoptées ; les traits renforcés montrent le parcours de l'eau selon les pompes en service. La position des robinets est indiquée.

Afin de ne pas avoir une usine encombrée par les canalisations, il sera prévu, contiguë à la salle des pompes, une galerie technique où les canalisations et robinets seront visibles. Les conduites seront posées sur tasseaux sur le radier de la galerie. On pourra circuler au-dessus d'elles grâce à un caillebotis à claire-voie métallique formé de panneaux facilement démontables.

A l'intérieur de la salle des pompes, les conduites seront en caniveaux recouverts de dalles métalliques ou en béton armé ; cette dernière possibilité permettra d'assurer la continuité du carrelage du plancher de l'usine. Les diamètres des conduites ont été portés sur l'un des schémas ; ils correspondent à des vitesses de l'ordre de 2,00 m/s.

3°) Puissances totales absorbées.

Quel que soit le mode de couplage, les puissances absorbées sont identiques.

— Couplage en parallèle :
$$\begin{cases} Q = 0,231 \text{ m}^3/\text{s} \\ H = 97,91 \text{ m} \\ \rho = 78,4 \% \end{cases}$$

$$P = \frac{9,81 \times 0,231 \times 97,91}{0,784} = 285 \text{ kW}$$

— Couplage en série :
$$\begin{cases} Q = 0,231/2 \text{ m}^3/\text{s} \\ H = 97,91 \times 2 \\ \rho = 78,4 \% \end{cases}$$

$$P = 285 \text{ kW}$$

Cette puissance est à majorer de 10 %, soit :

$$P = 285 \times 1,10 = 300 \text{ kW}$$

— Puissance du moteur :
$$\frac{300}{2 \times 0,90} = 170 \text{ kW}$$

soit 200 kW (puissance normalisée)

— Puissance apparente du transformateur :

$$\frac{300}{0,86 \times 0,98 \times 0,96} = 385 \text{ kVA, soit } 400 \text{ kVA (puissance normalisée).}$$

VIDANGE ET REMPLISSAGE D'UN RÉSERVOIR DE MISE EN CHARGE

Points étudiés.

- Détermination des niveaux atteints dans le réservoir de mise en charge au bout d'un temps donné d'arrêt ou de réduction du débit d'apport.
- Temps mis pour retrouver un niveau donné après réduction ou arrêt de l'apport.
- Temps mis pour vidanger un réservoir par pompage quand l'évacuation gravitaire n'est pas possible.

Un important Syndicat de Communes s'est trouvé devant la nécessité de rénover totalement ses installations étant donné la vétusté et l'insuffisance des dispositions anciennes afin de pouvoir faire face aux besoins nouveaux qui ont été évalués à 30 000 m³/j environ.

Les travaux nécessaires ayant été effectués, il se pose, maintenant, un problème d'exploitation du réservoir de mise en charge de la conduite d'adduction gravitaire en fonction des données ci-après.

L'adduction gravitaire est constituée par une conduite de 0,600 m de diamètre, posée sur 2 000 m, qui aboutit à la cote (173,12) au réservoir d'emmagasinement des Communes. Elle a pour origine un réservoir de mise en charge de 5 000 m³ de capacité pour une tranche d'eau de 6,00 m de hauteur. Le radier est à la cote (174,00). Ce réservoir est alimenté par une station de pompage qui prend l'eau accumulée dans une bache au sol et la refoule par une conduite de 0,600 m de diamètre posée sur 1 200 m de longueur.

La hauteur d'élévation est de 40,00 m pour un plan d'eau moyen dans la bache.

L'Usine est équipée de quatre groupes électro-pompes et d'un groupe de secours. La courbe QH d'une des pompes est donnée.

Il a été décidé que la marche de cette usine serait conduite comme suit :

- 2 groupes en parallèle de 9 h à 17 h,
- 1 seul groupe pendant la pointe du soir, l'hiver, de 17 à 19 h.

- 3 ou 4 groupes pendant la nuit, de 19 à 7 h.
- arrêt total du pompage pendant la pointe du matin, l'hiver de 7 à 9 h.

On demande, dans ces conditions :

1°) de déterminer, pour chaque cas de marche envisagé ci-dessus, les niveaux de l'eau dans la cuve de mise en charge, aussi bien pour les cas où le niveau reste stable que pour ceux correspondant à un régime transitoire (niveaux variables) au cours du passage d'une marche à une autre. Il devra toujours rester au moins 1,00 m d'eau au-dessus du radier.

2°) de calculer le volume total d'eau amené dans une journée d'hiver.

3°) de dresser le graphique de marche d'une journée du réservoir (hauteurs d'eau dans la cuve en fonction du temps).

4°) de calculer le temps nécessaire à la vidange complète de la cuve de mise en charge supposée totalement pleine, sachant que ce réservoir est établi trop bas pour pouvoir être vidangé naturellement. L'eau sera relevée par un groupe électropompe immergé dont la crépine sera disposée dans un puisard du radier ; l'eau sera dirigée vers un étang situé à 200 m (\varnothing de la conduite : 0,400 m) ; elle aboutira à la cote (185,00). On donne la courbe QH de ce groupe d'exhaure. Comparer ce temps à celui qui serait nécessaire en effectuant une vidange du réservoir à partir de la conduite gravitaire elle-même.

Pour le calcul des canalisations, on utilisera les tables de COLEBROOK avec :

$$k = 10^{-4} \text{ m pour les questions } 1^{\circ}, 2^{\circ} \text{ et } 3^{\circ}$$

$$k = 2.10^{-3} \text{ m pour la question } 4^{\circ}$$

Rédaction du Mémoire

Principe de résolution. Nous avons à traiter un problème de vidange et de remplissage de réservoir. Il peut se rencontrer pour le réservoir de mise en charge de la conduite d'adduction gravitaire lorsque ledit réservoir, comme c'est le cas ici, est alimenté irrégulièrement, de façon à profiter au mieux des tarifs pratiqués par EDF.

Il est évident que, le remplissage de la cuve étant variable, la charge disponible dans la conduite l'est également et le débit transité varie de ce fait.

Pour un réservoir de mise en charge, le problème est toutefois facilité du fait que les débits d'apport et de sortie peuvent être bien définis, ce qui ne serait pas le cas pour le réservoir de stockage, où les débits de sortie ne peuvent être connus statistiquement que d'une manière très approximative.

La question que se pose alors l'exploitant est la suivante : si le débit d'apport devient nul ou se trouve réduit, de combien de temps dispose-t-on à la station de pompage avant d'atteindre le niveau d'alerte dans le réservoir et, au redémarrage des pompes, au bout de combien de temps et selon quelles modalités d'exploitation retrouvera-t-on à nouveau le niveau du plan d'eau normal dans le bassin.

Supposons un réservoir de section horizontale S constante et soit H la hauteur de l'eau dans la cuve. Pour cette valeur de H , il s'écoule de la cuve un débit Q . Tant que le débit d'apport Q_a est égal à Q , le niveau reste stable dans le réservoir, mais pour $Q_a = 0$, la cuve se vide et, au bout d'un temps dt , il s'est écoulé un volume dV tel que :

$$dV = Q dt = - S dH$$

On en déduit que le temps de vidange d'une tranche d'eau comprise entre les hauteurs H_0 et H_1 , avec $H_0 > H_1$ est donné par :

$$T_1 = - \int_{H_0}^{H_1} \frac{S}{Q} dH = \int_{H_1}^{H_0} \frac{S}{Q} dH$$

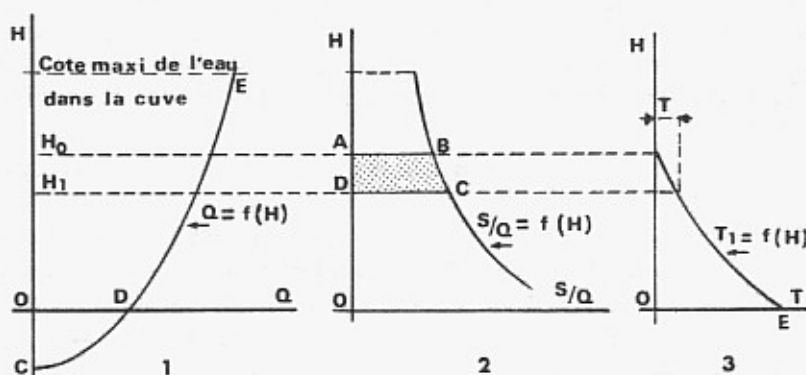
Si $Q_a \neq 0$ avec $Q_a < Q$, le temps de vidange sera plus grand et l'on aura :

$$T_2 = \int_{H_1}^{H_0} \frac{S}{Q - Q_a} dH$$

Pour $Q_a > Q$, la cuve est en remplissage ; pour remonter du plan H_1 au plan H_0 initial, le temps mis sera de :

$$T_3 = \int_{H_1}^{H_0} \frac{S}{Q_a - Q} dH$$

Les valeurs T_1 , T_2 , T_3 seront calculées par intégration graphique. A cet effet, on tracera la courbe $Q = f(H)$ par points en considérant différentes valeurs du débit dans la conduite gravitaire pour les hauteurs différentes dans la cuve. Ce sera une parabole dont le sommet C correspondra à la cote d'arrivée au réservoir de stockage. La seule partie utile de cette courbe est DE . (fig. 1)



Reportons-nous aux expressions trouvées ci-dessus pour T_1 , T_2 , T_3 et raisonnons dans le cas d'une vidange avec arrêt total du débit d'apport.

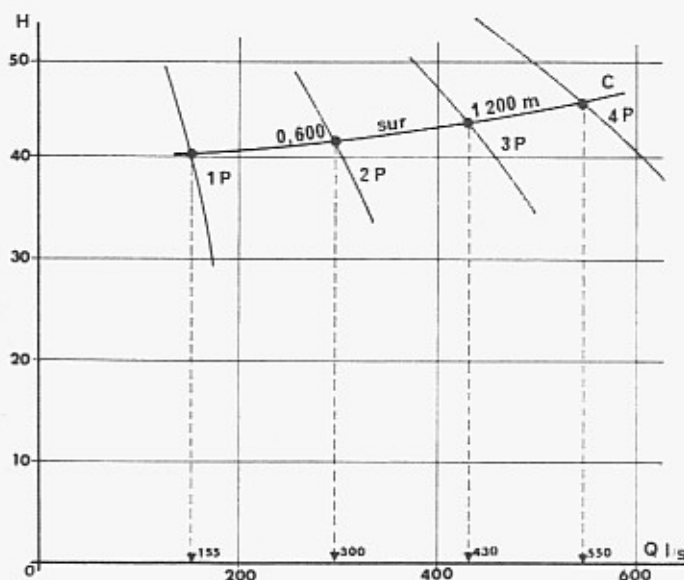
Le temps T_1 sera concrétisé, dans un système d'axes $H, \frac{S}{Q}$ par l'aire délimitée par les plans H_0 et H_1 , la courbe $\frac{S}{Q} = f(H)$ et l'axe OH (fig. 2).

En conséquence, il suffit de calculer, pour des tranches horizontales quelconques, les rapports $\frac{S}{Q}$ et de tracer la courbe $\frac{S}{Q} = f(H)$. Cette méthode s'applique quelle que soit la loi de variation de S en fonction de H (réservoir de forme quelconque). L'aire $ABCD$ mesure le temps mis pour descendre du niveau H_0 au niveau H_1 . En prenant des tranches aussi rapprochées que l'on veut pour qu'elles soient assimilables à des trapèzes et en cumulant à chaque fois les temps correspondants, on peut construire la courbe $T_1 = f(H)$ qui permettra de trouver, soit le temps nécessaire à la vidange totale de la cuve par la conduite (valeur OE), soit l'abaissement du plan d'eau après un temps T d'interruption du débit d'apport Q_a (fig. 3).

Une construction identique s'appliquerait pour une vidange avec $Q_a \neq 0$ ou pour un remplissage après une vidange partielle. Il suffirait de remplacer Q par $(Q - Q_a)$ ou par $(Q_a - Q)$ suivant le cas. Dans l'hypothèse d'un remplissage, on voit qu'il y a intérêt à remonter rapidement le plan d'eau dans le réservoir de mise en charge. Il sera donc nécessaire de tenir le débit d'apport Q_a à une valeur nettement supérieure à celle du débit Q que l'on désire atteindre pour la conduite gravitaire une fois l'opération de remplissage achevée, ce qui impliquera d'avoir recours, à la station de pompage, à un groupe supplémentaire.

1°) Niveau dans la cuve pour chaque cas de marche envisagé

Application. Les points de fonctionnement des pompes selon leur nombre en service sont donnés par la construction classique et l'on a :



— pour 1 pompe	: 155 l/s	} Valeurs de Q_d , débit d'apport.
— pour 2 pompes en parallèle	: 300 l/s	
— pour 3 pompes en parallèle	: 430 l/s	
— pour 4 pompes en parallèle	: 550 l/s	

Calculons les débits qui s'écoulent dans la conduite gravitaire selon la hauteur du plan d'eau dans le réservoir de mise en charge. Considérons des tranches de 1,00 m de hauteur.

Cote de radier : 174,00 ; Arrivée : 173,12

Hauteur maximale de l'eau dans la cuve : 6,00 m

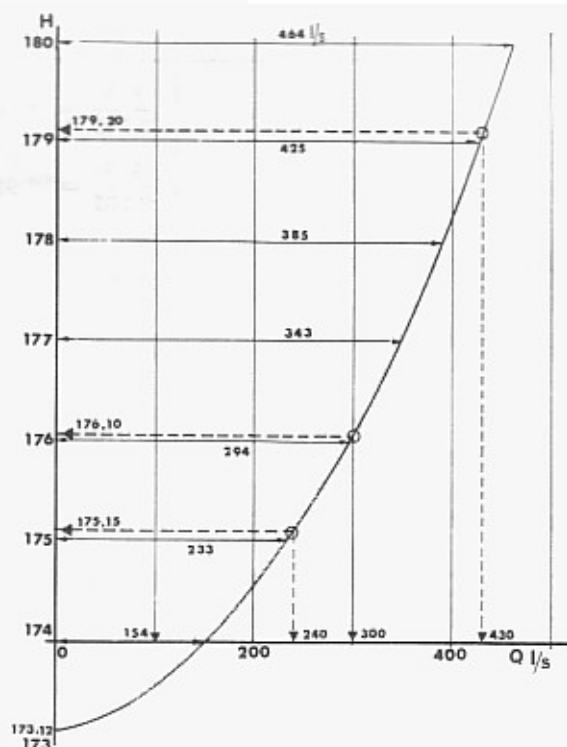
- plan d'eau à 175,00 : $j = \frac{175,00-173,12}{2\,000} = 0,00094$; $Q = 233$ l/s
- plan d'eau à 176,00 : $j = \frac{176,00-173,12}{2\,000} = 0,0014$; $Q = 294$ l/s
- plan d'eau à 177,00 : $j = \frac{177,00-173,12}{2\,000} = 0,0019$; $Q = 343$ l/s
- plan d'eau à 178,00 : $j = \frac{178,00-173,12}{2\,000} = 0,0024$; $Q = 385$ l/s
- plan d'eau à 179,00 : $j = \frac{179,00-173,12}{2\,000} = 0,0029$; $Q = 425$ l/s
- plan d'eau à 180,00 : $j = \frac{180,00-173,12}{2\,000} = 0,0034$; $Q = 464$ l/s
- pour mémoire :
plan d'eau à 174,00 : $j = \frac{174,00-173,12}{2\,000} = 0,00044$; $Q = 154$ l/s

On peut ainsi tracer la courbe $Q = f(H)$

D'après cette courbe, *en marche stable*, le fonctionnement de l'usine à 3 pompes (430 l/s) donne lieu à un plan d'eau dans la cuve à la cote (179,20). On ne pourrait pas exploiter le réservoir en marche stable à 4 pompes (550 l/s) car la tranche d'eau dépasserait la cote maximale. La marche à 4 pompes ne peut être envisagée que pour accélérer la remontée du plan d'eau dans le réservoir de mise en charge.

En conséquence, le prix de l'énergie étant plus avantageux la nuit, on s'efforcera d'apporter le plus d'eau possible durant cette période, ce qui revient à exploiter le réservoir de mise en charge à sa valeur maximale (marche à trois pompes en parallèle, soit à la cote (179,20).

Pendant les heures de jour, le réservoir sera exploité avec une marche à deux pompes, soit à la cote (176,10) pour cette marche stable.



Examinons maintenant ce qui se passe pendant les périodes intermédiaires d'apport réduit ou nul ainsi que dans la phase de rattrapage du niveau.

Heures de pointe du soir.

1 groupe de 17h à 19 h.

$$Q_a = 155 \text{ l/s}$$

Cette marche succède à celle de jour : $\begin{cases} Q = 300 \text{ l/s} \\ \text{cote de plan d'eau : } (176,10) \end{cases}$

Section horizontale du réservoir :

$$\frac{5\,000}{6} = 835 \text{ m}^2$$

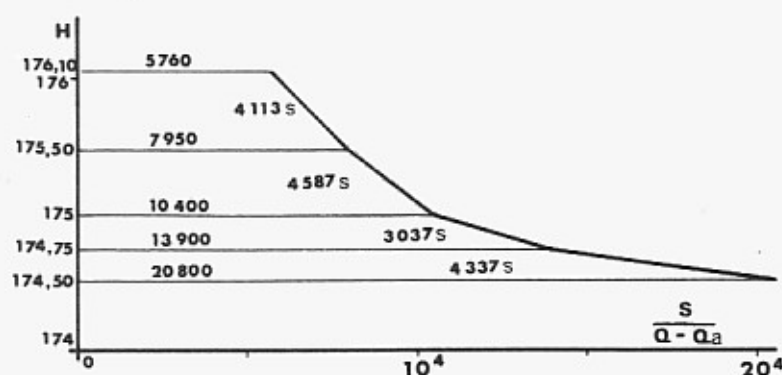
Calculons différentes valeurs de $(Q - Q_a)$ pour des hauteurs comprises entre (176,10) et (174,50) en vue de tracer la courbe :

$$\frac{S}{Q - Q_a} = f(H)$$

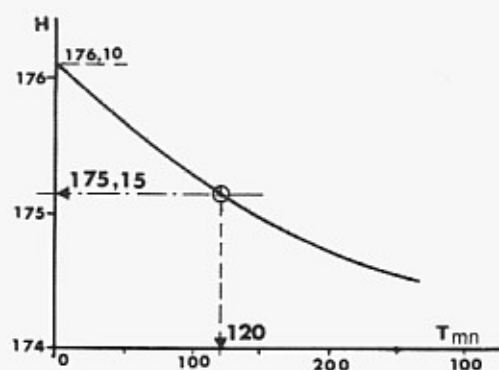
On utilise à cette fin la courbe $Q = f(H)$ trouvée plus haut sur laquelle on prendra quelques valeurs intermédiaires.

Niveaux	Valeurs de $Q - Q_a$	Valeurs de $\frac{S}{Q - Q_a}$
176,10	$300 - 155 = 145 \text{ l/s}$	$\frac{835}{0,145} = 5\,760$
175,50	$260 - 155 = 105$	$\frac{835}{0,105} = 7\,950$
175,00	$235 - 155 = 80$	$\frac{835}{0,080} = 10\,400$
174,75	$215 - 155 = 60$	$\frac{835}{0,060} = 13\,900$
174,50	$195 - 155 = 40$	$\frac{835}{0,040} = 20\,800$

On peut donc tracer la courbe $\frac{S}{Q - Q_a} = f(H)$ correspondante et calculer les aires des trapèzes élémentaires qui donneront les temps mis pour descendre de la valeur comprise entre deux niveaux ci-dessus.



— de (176,10) à (175,50), soit 0,60 m :	$\frac{5\,760 + 7\,950}{2} \times 0,60 = 4\,113 \text{ s ou } 68 \text{ min } 30 \text{ s}$	Temps cumulés 68 min 30 s
— de (175,50) à (175,00), soit 0,50 m :	$\frac{7\,950 + 10\,400}{2} \times 0,50 = 4\,587 \text{ s ou } 76 \text{ min } 30 \text{ s}$	145 min
— de (175,00) à (174,75), soit 0,25 m :	$\frac{10\,400 + 13\,900}{2} \times 0,25 = 3\,037 \text{ s ou } 50 \text{ min } 30 \text{ s}$	195,30 min
— de (174,75) à (174,50), soit 0,25 m :	$\frac{13\,900 + 20\,800}{2} \times 0,25 = 4\,337 \text{ s ou } 72 \text{ min } 15 \text{ s}$	267,45 min



On peut alors tracer la courbe

$$T = f(H)$$

On constate qu'au bout de 2 h soit 120 min le niveau s'est abaissé à la cote (175,15) ; d'après la courbe

$$Q = f(H),$$

la conduite débite, à ce niveau, 240 l/s.

Remontée du niveau pendant la marche de nuit.

On fonctionnera, en principe, à trois groupes ($Q_a = 430$ l/s) ; mais, pour remonter rapidement le niveau qui s'est abaissé jusqu'à (175,15), soit 1,15 m au-dessus du radier, on commencera par une marche à quatre groupes, soit avec un débit d'apport Q_a de 550 l/s.

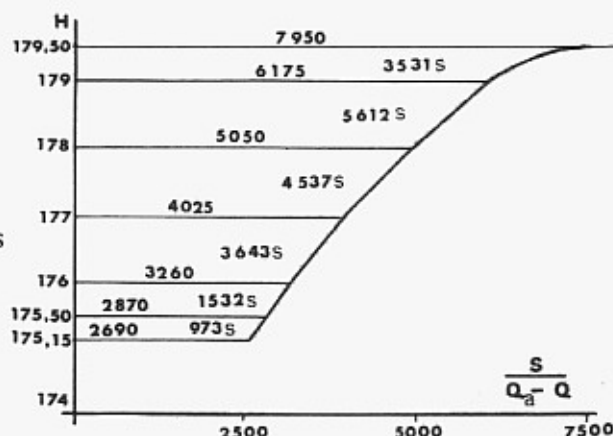
Déterminons graphiquement le temps de marche à quatre groupes, c'est-à-dire le temps mis pour rattraper le niveau (179,20) correspondant à une marche stable à trois groupes.

Niveaux	Débit Q évacué par la conduite	Valeurs de $Q_a - Q$	Valeurs de $\frac{S}{Q_a - Q}$
175,15	240 l/s	$550 - 240 = 310$	2 690
175,50	260	$550 - 260 = 290$	2 870
176,00	294	$550 - 294 = 256$	3 260
177,00	343	$550 - 343 = 207$	4 025
178,00	385	$550 - 385 = 165$	5 050
179,00	425	$550 - 425 = 125$	6 175
179,50	445	$550 - 445 = 105$	7 950

Il est donc possible de tracer la courbe :

$$\frac{S}{Q_a - Q} = f(H)$$

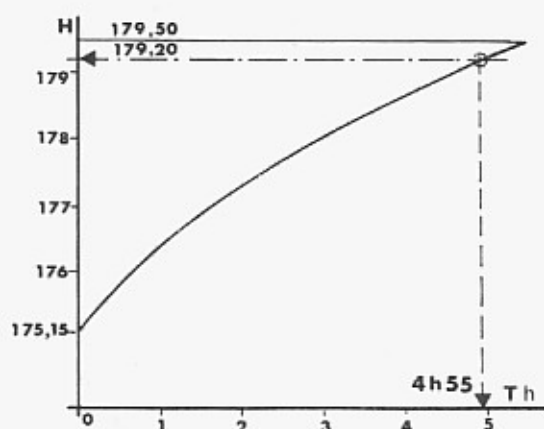
et de calculer comme précédemment les aires des trapèzes élémentaires correspondant au temps mis pour passer du niveau inférieur au niveau supérieur de la tranche considérée.



— de (175,15) à (175,50), soit 0,35 m :		<i>Temps cumulés</i>
$\frac{2\,690 + 2\,870}{2} \times 0,35 = 973 \text{ s ou } 16 \text{ min}$		16 min
— de (175,50) à (176,00), soit 0,50 m :		
$\frac{2\,870 + 3\,260}{2} \times 0,50 = 1\,532 \text{ s ou } 25 \text{ min } 30 \text{ s}$		41 min 30 s
— de (176,00) à (177,00), soit 1,00 m :		
$\frac{3\,260 + 4\,025}{2} \times 1,00 = 3\,643 \text{ s ou } 60 \text{ min } 45 \text{ s}$		102 min 15 s
— de (177,00) à (178,00), soit 1,00 m :		
$\frac{4\,025 + 5\,050}{2} \times 1,00 = 4\,537 \text{ s ou } 75 \text{ min } 30 \text{ s}$		177 min 45 s
— de (178,00) à (179,00), soit 1,00 m :		
$\frac{5\,050 + 6\,175}{2} \times 1,00 = 5\,612 \text{ s soit } 93 \text{ min } 30 \text{ s}$		271 min 15 s
— de (179,00) à (179,50), soit 0,50 m :		
$\frac{6\,175 + 7\,950}{2} \times 0,50 = 3\,531 \text{ s ou } 59 \text{ min}$		330 min 15 s

Ces valeurs permettent donc de tracer la courbe $T = f(H)$

On constate alors que le temps mis, avec une marche à 4 pompes, pour remonter le niveau de marche stable à 3 pompes, soit (179,20), est de 4 h 55, soit, pratiquement, de 5 h.



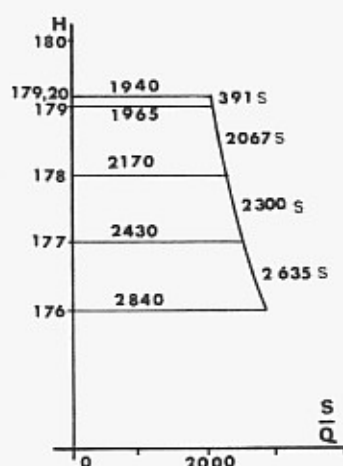
La marche à 4 pompes s'effectuera donc de 19 h à 24 h et, de 0 à 7 h, l'exploitation sera conduite à l'aide de trois groupes.

Heures de pointe du matin.

On arrête totalement le pompage pendant 2 h. On va déterminer le niveau qui sera atteint dans la cuve de mise en charge au bout de ces 2 h.

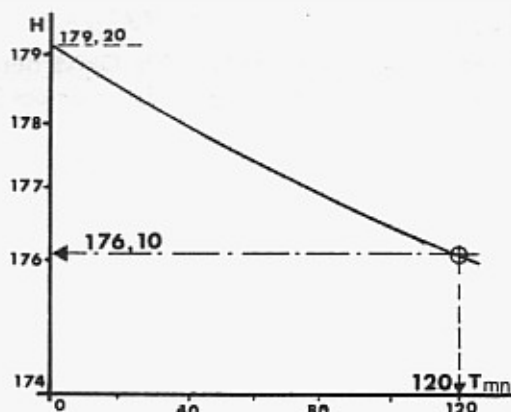
Niveaux	Débits	Valeurs de $\frac{S}{Q}$
Départ : 179,20	430 l/s	1 940
179,00	425	1 965
178,00	385	2 170
177,00	343	2 430
176,00	294	2 840

Aires des trapèzes élémentaires :



	Temps cumulés
— de (179,20) à (179,00), soit 0,20 m : $\frac{1\,940 + 1\,965}{2} \times 0,20 = 391 \text{ s soit } 6 \text{ min } 30 \text{ s}$	6 min 30 s
— de (179,00) à (178,00), soit 1,00 m : $\frac{1\,965 + 2\,170}{2} \times 1,00 = 2\,067 \text{ s ou } 34 \text{ min } 30 \text{ s}$	41 min
— de (178,00) à (177,00), soit 1,00 m : $\frac{2\,170 + 2\,430}{2} \times 1,00 = 2\,300 \text{ s ou } 38 \text{ min } 20 \text{ s}$	79 min 20 s
— de (177,00) à (176,00), soit 1,00 m : $\frac{2\,430 + 2\,840}{2} \times 1,00 = 2\,635 \text{ s ou } 44 \text{ min}$	123 min 20 s

Comme précédemment, on trace la courbe $T = f(H)$ et l'on constate que, pratiquement, au bout de 2 h, on retrouve le niveau stable de marche à deux groupes, soit (176,10).



2°) Volume d'eau apporté au cours d'une journée d'hiver.

Quand on examine le cycle des opérations de vidange et remplissage, on remarque que l'on retrouve bien, à la fin de la journée, le niveau duquel on était parti, à 0 h, dans le réservoir de mise en charge. On aurait pu retrouver ce niveau (179,20) avant la fin de la journée, l'essentiel étant de le rejoindre dans la journée afin que le même cycle puisse recommencer le jour suivant.

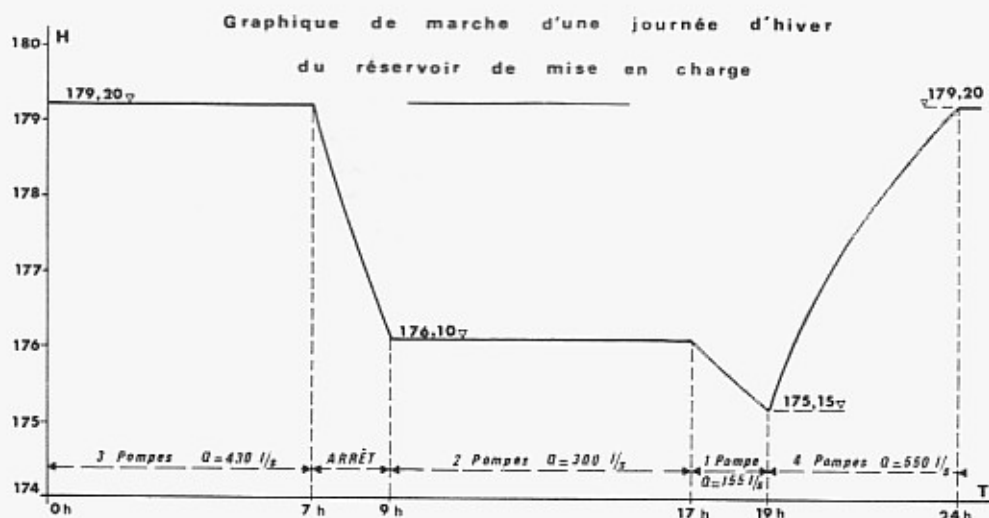
Dans ces conditions, la totalité du débit fourni par les pompes en 24 h a donc été apporté au réservoir de stockage, c'est-à-dire :

— de 0 à 7 h :	
$0,430 \times 3\,600 \times 7 =$	10 800 m ³
— de 9 à 17 h :	
$0,300 \times 3\,600 \times 8 =$	8 650 m ³
— de 17 à 19 h :	
$0,155 \times 3\,600 \times 2 =$	1 130 m ³
— de 19 à 24 h :	
$0,550 \times 3\,600 \times 5 =$	9 900 m ³
	<hr/>
TOTAL	30 480 m ³

c'est-à-dire la totalité des besoins à satisfaire.

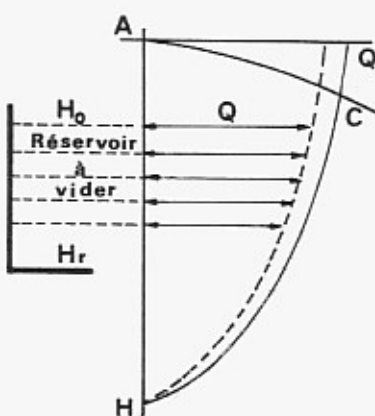
3°) Graphique de marche d'une journée d'hiver du réservoir.

Compte tenu de l'étude ci-dessus, il est facile de dresser le graphique de marche du réservoir au cours d'une journée d'hiver.



4°) Vidange par pompage de la cuve de mise en charge.

Principe de résolution. La solution du problème est basée selon les mêmes principes que précédemment, la loi $Q = f(H)$ étant fournie par la caractéristique de la pompe.



Si la conduite de refoulement est longue, il y a lieu de tenir compte des pertes de charge. En retranchant des ordonnées de QH celles de la caractéristique de la conduite, on obtient la courbe en pointillé de la figure ci-contre qui donne les débits en fonction des différences géométriques de cotes entre l'arrivée A du refoulement et un plan d'eau quelconque dans la cuve.

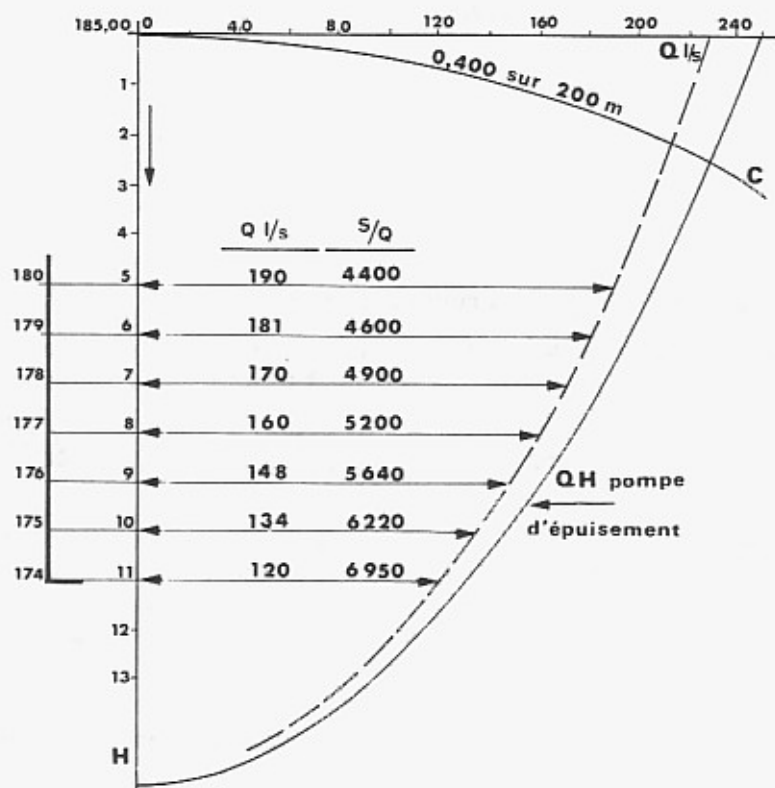
Il suffit alors de procéder comme précédemment en effectuant, pour différentes hauteurs d'eau dans la cuve, les valeurs $\frac{S}{Q}$ et en calculant graphiquement l'intégrale :

$$T = - \int_{H_0}^{H_r} \frac{S}{Q} dH \quad \text{pour avoir le temps de vidange total du bassin.}$$

Application Refoulement de la pompe : \varnothing 0,400 m sur 200 m avec $k = 2.10^{-3}$ m

La caractéristique de la conduite peut donc être mise en place. Au fur et à mesure que la cuve se vide, la hauteur d'élévation augmente et le débit refoulé diminue, ce qui explique que, sur le graphe, les ordonnées positives de H ont été portées vers le bas.

Niveaux	Débits	Valeurs de S/Q
180,00	190 l/s	4 400
179,00	181	4 600
178,00	170	4 900
177,00	160	5 200
176,00	148	5 640
175,00	134	6 220
174,00	120	6 950



La courbe $\frac{S}{Q} = f(H)$ peut donc être tracée et, comme dans l'étude précédente, on calculera les aires des trapèzes élémentaires.

— de (180,00) à (179,00), soit 1,00 m :

$$\frac{4\,400 + 4\,600}{2} = 4\,500 \text{ s ou } 75 \text{ min}$$

— de (179,00) à (178,00), soit 1,00 m :

$$\frac{4\,600 + 4\,900}{2} = 4\,750 \text{ s ou } 79 \text{ min}$$

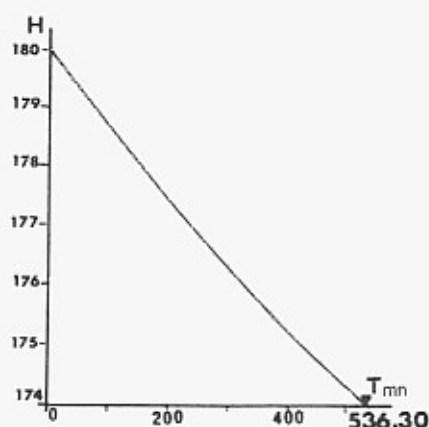
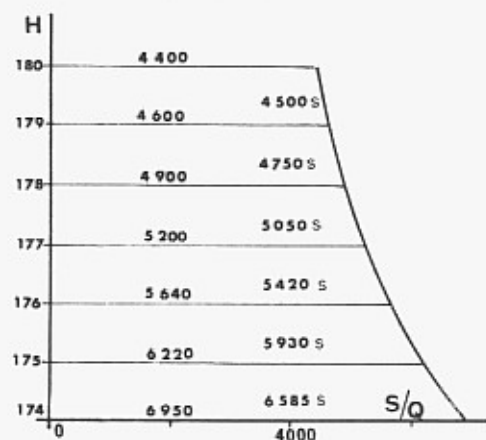
Temps cumulés

75 min

154 min

— de (178,00) à (177,00), soit 1,00 m :	
$\frac{4\,900 + 5\,200}{2} = 5\,050 \text{ s ou } 84 \text{ min}$	238 min
— de (177,00) à (176,00), soit 1,00 m :	
$\frac{5\,200 + 5\,640}{2} = 5\,420 \text{ s ou } 90 \text{ min}$	328 min
— de (176,00) à (175,00), soit 1,00 m :	
$\frac{5\,640 + 6\,220}{2} = 5\,930 \text{ s ou } 99 \text{ min}$	427 min
— de (175,00) à (174,00), soit 1,00 m :	
$\frac{6\,220 + 6\,950}{2} = 6\,585 \text{ s ou } 109,30 \text{ min}$	536 min 30 s

Le temps de vidange total de la cuve est donc de 536 min 30 s, soit, pratiquement 9 h. On pourrait tracer la courbe $T = f(H)$ qui permettrait de déterminer le temps mis pour atteindre un niveau quelconque dans la cuve.

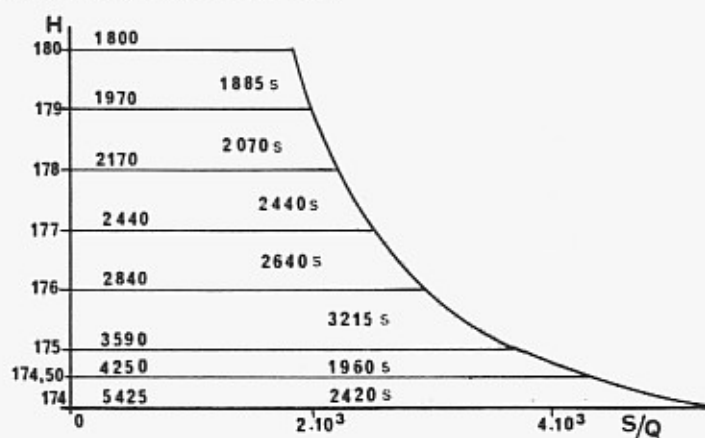


Une vidange totale de la cuve par la conduite d'adduction même revient à examiner le temps mis pour descendre du niveau (180,00) au niveau (174,00) qui correspond à la cote du radier du bassin.

En reprenant la courbe $Q = f(H)$ établie au début de cette étude, on a les valeurs $\frac{S}{Q}$ suivantes :

Niveaux	Débîts	Valeurs de $\frac{S}{Q}$
180,00	464 l/s	1 800
179,00	425	1 970
178,00	385	2 170
177,00	343	2 440
176,00	294	2 840
175,00	233	3 590
174,00	154	5 425

On peut, alors tracer la courbe $\frac{S}{Q} = f(H)$ et calculer les aires des trapèzes élémentaires, c'est-à-dire les temps mis pour descendre du niveau supérieur d'une tranche considérée au niveau inférieur de ladite tranche. La courbe cumulative des temps donnerait un temps total pour la vidange complète de la cuve de 277 min, soit, en gros, 4 h 40 min.



ADDUCTION RÉALISÉE EN DEUX ÉTAPES

- Points étudiés.*
- Application des principes d'actualisation.
 - Dimensionnement du réservoir de mise en charge.

Une adduction refoulement-gravitaire a été envisagée en vue de l'amenée de l'eau au réservoir d'une Ville nouvelle prévue pour une population de 250 000 hab. Les besoins en eau ont été fixés à 80 000 m³/j. Toutefois, la réalisation de cet important ensemble est prévue en deux étapes d'égale importance, de sorte que les besoins sont échelonnés comme suit :

- dans l'immédiat : 40 000 m³/j
- dans 10 ans : 80 000 m³/j

Il importe de dresser le projet de cette adduction en vue de l'alimentation future maximale, en prévoyant, au besoin, un fractionnement des installations de façon qu'elles puissent répondre aux besoins indiqués tout en apportant le moins de gêne possible aux usagers au fur et à mesure de la réalisation des extensions.

Des précisions techniques et financières sont données ci-après.

1°) *Refoulement* Les eaux seront refoulées par une conduite de 5 000 m de longueur qui partira d'une station de pompage. Le plan d'eau d'aspiration sera considéré fixe à (35,50). La conduite aboutira à un réservoir de mise en charge à une cote calculée de façon que le niveau le plus élevé de la superstructure du réservoir ne dépasse plus de 5,00 m la cote de sol à cet emplacement fixée à (92,20), afin de satisfaire à des conditions imposées par la Commission des Sites. La conduite sera posée sous l'accotement d'un chemin au profil satisfaisant, mais la largeur disponible pour la canalisation n'est que de 1,50 m.

Elle sera calculée en tenant compte des prix ci-après :

- prix moyen du kWh pour l'année : 0,07 F,
- prix de la fonte : 1,54 F le kg.

2°) *Station de pompage* Elle sera équipée d'un nombre de groupes suffisants pour assurer au mieux, tant le service réduit que le service plein au bout de 10 ans d'exploitation, temps au bout duquel on admettra que les groupes sont encore en bon état de marche. Le projeteur choisira les pompes parmi celles dont les courbes sont données.

On supposera que le rendement moteur est de 90 % et que, pour le point de fonctionnement trouvé, et pour une roue non rognée, le rendement pompe est de 79 %. Il diminuera de 1 point jusqu'à un rognage de 3 %, de 2,5 points pour un rognage compris entre 3 et 4 %, pour atteindre 5 points pour un rognage compris entre 4 et 7 % (rognage maximal).

3°) *Adduction gravitaire* Elle sera conçue pour satisfaire les besoins immédiats et futurs. La conduite aboutira à la cote (67,00) dans un réservoir de stockage situé à 8 500 m du réservoir de mise en charge. On supposera un profil de pose tel qu'en aucun cas, la ligne piézométrique n'écrite la surface topographique. La largeur disponible de terrain tout le long du tracé est de 3,50 m.

On examinera plusieurs solutions possibles, sachant que :

- la vitesse de l'écoulement devra rester dans la fourchette 0,50 m/s - 1,70 m/s ;
- les prix de canalisation, tant de refoulement que gravitaire, fournies et posées en terre, sont les suivants, au m.l. :

0,300 m	200 F	0,800	880 F
0,400	310	0,900	1 050
0,500	440	1,000	1 250
0,600	575	1,100	1 520
0,700	720		

On admettra, dans ce projet, sans que ce soit une règle générale pour autant, qu'à partir d'une charge en trop au réservoir de stockage de 8,00 m d'eau, un brise-charge sera établi et que sa construction entraînera une dépense de 250 000 F tout compris (bâtiment et appareillage). Si un simple réglage par robinet s'avérait suffisant, on indiquerait son pourcentage de fermeture.

On tiendra compte, également, en vue des comparaisons :

- d'une majoration des prix ci-dessus de 50 % dans 10 ans ;
- d'un taux de rentabilité de 10 % en vue d'un calcul d'actualisation.

Pour le calcul des pertes de charge, on prendra $k = 4 \cdot 10^{-4}$ m.

On tracera la courbe caractéristique de l'adduction gravitaire.

4°) *Réservoir de mise en charge* La capacité de la cuve sera calculée de manière que, quelles que soient les circonstances, la conduite gravitaire restera pleine avec un minimum de hauteur de tranche d'eau de 1,00 m au-dessus de sa génératrice supérieure au départ du réservoir. On envisagera le cumul des deux hypothèses suivantes :

- arrêt total de la station de pompage par suite d'un incident sur les cap-

tages et, cela, durant 45 min. Le robinet d'extrémité (régulation par l'aval) restera grand ouvert, c'est-à-dire que l'eau continuera d'arriver au réservoir de stockage.

— après les 45 min ci-dessus, l'usine ne peut être remise en marche. Dans ce cas, on procèdera à la fermeture du robinet d'extrémité, fermeture lente durant 15 min. On supposera que la loi de la fermeture est linéaire.

On donnera le croquis coté du départ de la conduite gravitaire, les cotes principales d'altitude de la cuve ainsi que les cotes maximale et minimale des plans d'eau dans cette cuve.

Rédaction du Mémoire

1°) Etude du refoulement

— *Cote de départ* C'est la cote du plan d'eau à l'aspiration, soit (35,50)

— *Cote d'arrivée*

Cote de sol à l'emplacement du réservoir de mise en charge : (92,20)

Cote maximale des superstructures : $92,20 + 5 = (97,20)$, ce qui nous amène à prendre, compte tenu des éléments de couverture du réservoir, un plan d'eau à (95,70) dans le réservoir, niveau maximal, la pipe d'arrivée étant à (95,90) - voir croquis -

La hauteur géométrique d'élévation H_g vaut donc :

$$H_g = 95,90 - 35,50 = 60,40 \text{ m}$$

Débit maximal à refouler :

1ère étape : 40 000 m³/j soit 465 l/s

2è étape : 80 000 m³/j soit 930 l/s

— *Diamètre du refoulement*

$e/f = 0,07/1,54 = 1/22$ Fonctionnement 24 h/24, donc :

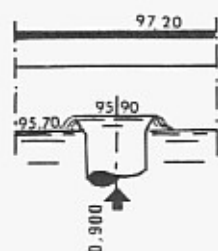
$$D = 0,90 \times 0,930^{0,46} = 0,870 \text{ m}$$

On prendra donc $\varnothing 0,900 \text{ m}$

Or, les pertes de charge j pour ce diamètre ne figurent pas dans les tableaux de COLEBROOK. On utilisera donc la relation :

$$\frac{j}{j'} = \left(\frac{D'}{D} \right)^5 \text{ avec des diamètres très voisins ; avec}$$

$D = 1,000 \text{ m}$, on trouve $j' = 0,002066 \text{ p.m. } (k = 4.10^{-4} \text{ m})$



Comme la conduite présente une grande longueur, vérifions que 0,900 m est bien le diamètre économique en encadrant ce diamètre avec \varnothing 0,800 m et \varnothing 1,000 m

Avec \varnothing 0,800 et $k = 4.10^{-4}$ m, $j = 0,00394$ p.m.

Avec \varnothing 1,000 " " $j = 0,00122$ p.m.

Investissements - Valeur de l'annuité.

Diamètres	Prix au m.l.	Longueur 5 000 m	Dépense totale	Annuité 8 % - 50 ans
0,800	880 F	5 000 m	4 400 000 F	360 000 F
0,900	1 050	-	5 250 000	429 000
1,000	1 250	-	6 250 000	510 000

Frais d'exploitation

Diamètres	j	J	$H = H_g + J$	Puissance $\rho = 0,70$	Dépense à 0,07 le kWh
0,800	0,00394	19,70 m	80,10 m	1 045 kW	640 000 F
0,900	0,00207	10,35	70,75	920	565 000
1,000	0,00122	6,10	66,50	870	534 000

Bilan	0,800	0,900	1,000
Investissement	360 000	429 000	510 000
Exploitation	640 000	565 000	534 000
Totaux . . .	1 000 000	994 000	1 044 000

Financièrement, le bénéfice revient au \varnothing 0,900 m

Par ailleurs, techniquement, avec \varnothing 0,800, on s'aperçoit que la vitesse pour le débit maximal serait de 1,86 m/s, c'est-à-dire supérieure à la vitesse imposée. Avec \varnothing 0,900 m on arrive aux vitesses suivantes :

- pour Q max $v = 1,46$ m/s
- pour Q min $v = 0,73$ m/s

Enfin, on constate que, vu la faible largeur d'emprise dont on dispose, il n'est pas possible de disposer côte à côte des canalisations en parallèle afin de bénéficier d'une meilleure vitesse en 1ère étape.

En conclusion, le \varnothing 0,900 m convient parfaitement pour chacune des étapes de la réalisation.

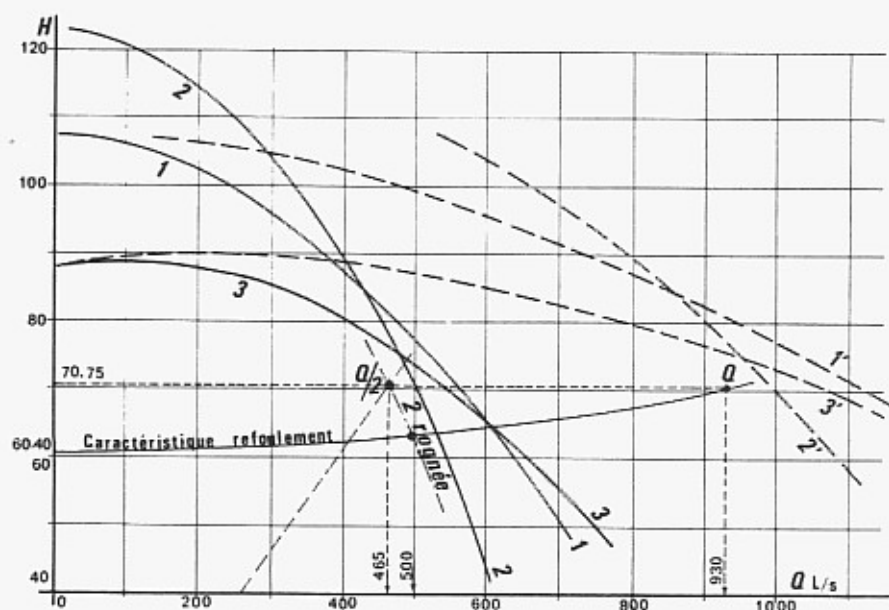
2°) Station de reprise.

En 1ère étape, le débit à relever est de $0,465 \text{ m}^3/\text{s}$; il est doublé, soit $0,930 \text{ m}^3/\text{s}$, en 2è étape.

Il y a toujours intérêt à équiper une station avec le minimum de groupes, compte tenu bien évidemment des exigences de l'exploitation.

Il faut que les pompes soient identiques, d'une part, et qu'elles puissent être utilisées aussi bien en 1ère qu'en 2è étape d'autre part. Or, on sait qu'en raison de la courbure de la caractéristique de la conduite de refoulement, on a avantage à utiliser des pompes à caractéristiques plongeantes pour n'avoir qu'une faible variation de débit en faisant varier le nombre de pompes en service. Dans le cas présent, c'est la caractéristique 2 qui convient le mieux. Mais une pompe ne peut pas être utilisée seule pour obtenir le débit futur exigé de $0,930 \text{ m}^3/\text{s}$.

En conséquence, on couplera deux pompes n° 2 en parallèle (voir graphe ci-dessous) qui permettront, après un léger rognage d'environ 2,5 %, de fournir le débit total exigé dans l'avenir.



Dans la situation intermédiaire, une seule de ces pompes fonctionnera et fournira environ $0,500 \text{ m}^3/\text{s}$ au lieu des $0,465 \text{ m}^3/\text{s}$ demandés ; la seconde pompe sera utilisée en secours.

Le bâtiment de la station devra donc être d'ores et déjà prévu pour la situation définitive, c'est-à-dire trois pompes identiques, dont une en secours. Pour l'instant, l'emplacement de la 3è pompe sera réservé.

En 1ère étape, du fait que le débit relevé sera légèrement supérieur à celui exigé, l'exploitant aura le loisir d'arrêter le pompage si le réservoir est plein et pourra bénéficier à certains moments d'une marge supplémentaire si le besoin s'en fait sentir.

Le calcul des puissances absorbées ne donne lieu à aucune difficulté et nous ne le donnerons pas, étant donné qu'il a été traité déjà plusieurs fois dans les projets précédents.

3°) Adduction gravitaire

On a vu, précédemment, que la cote de départ était de (95,70).

La cote d'arrivée au réservoir de stockage est de (67,00) d'où une charge disponible de :

$$95,70 - 67,00 = 28,70 \text{ m}$$

ce qui, pour la longueur totale de 8 500 m, donne une perte de charge unitaire disponible de :

$$\frac{28,70}{8\,500} = 0,00338 \text{ p.m.}$$

Or, aucun diamètre unique de conduite ne répond, compte tenu du débit à écouler, au profil piézométrique joignant les cotes extrêmes en ligne droite.

Il existe donc deux solutions :

- prévoir un diamètre unique avec brise-charge,
- adopter deux diamètres en série, un tronçon étant formé de conduites en parallèle, étant entendu que l'une ou l'autre de ces solutions devra convenir aux deux étapes de réalisation envisagées.

Nous allons procéder par tâtonnements en examinant d'abord les solutions techniquement possibles compte tenu des impératifs imposés.

Etape 0,465 m³/s - Conduite unique

Diamètres	Valeurs de j	Valeurs de V	Observations
0,600 m	0,00444	1,65 m/s	Ne convient pas $0,00444 \times 8\,500 =$ $37,40 \text{ m} > 28,70$
0,700	0,00192	1,21 m/s	Convient
0,800	0,000985	0,92	d°
0,900	0,000522	0,73	d°
1,000	0,000310	0,58	d°

Etape 0,930 m³/s - Conduite unique

0,600		trop forte	Ne convient pas
0,700		d°	d°
0,800	0,00394	d°	d°
0,900	0,00207	1,46 m/s	Convient
1,000	0,00122	1,18	d°

En conséquence, avec une conduite UNIQUE pouvant être utilisée dans les deux étapes, il ne reste que :

$$\varnothing 0,900 \text{ m} \quad J = 0,00207 \times 8\,500 = 17,60 \text{ m}$$

$$\varnothing 1,000 \quad J = 0,00122 \times 8\,500 = 10,35 \text{ m}$$

Cote piézométrique à l'arrivée au réservoir de stockage.

$$\varnothing 0,900 \text{ m} : 95,70 - 17,60 = 78,10$$

Donc, avec $Q = 0,930 \text{ m}^3/\text{s}$, il faut briser : $78,10 - 67,00 = 11,10 \text{ m}$

Cette valeur étant supérieure à 8,00 m imposés dans le thème, un brise-charge sera nécessaire.

$$\varnothing 1,000 \text{ m} : 95,70 - 10,35 = 85,35$$

$$\text{A briser} : 85,35 - 67,00 = 18,35 \text{ m (Brise-charge)}$$

Examinons le cas de conduites en parallèle pour une partie du tracé.

Une construction graphique simple (voir graphe ci-après) montre qu'avec 2 $\varnothing 0,600$ en parallèle en fin de parcours et pour Q maximum, diverses associations peuvent être envisagées :

- | | |
|---|---|
| - 2 $\varnothing 0,600$ + 1 $\varnothing 0,900$ | } En 1ère étape, seule 1 file 0,600
serait posée. |
| - 2 $\varnothing 0,600$ + 1 $\varnothing 1,000$ | |
| - 2 $\varnothing 0,600$ + 2 $\varnothing 0,800$ | } En 1ère étape, une seule file serait
posée sur tout le parcours. |
| - 2 $\varnothing 0,600$ + 2 $\varnothing 0,700$ | |

Longueurs des conduites (Hypothèse du Q maximum)

1ère solution ci-dessus On a :

$$95,70 - 0,00207 x = 67,00 + 0,00444 (8\,500 - x)$$

$$\text{d'où longueur } \varnothing 0,900 : 3\,814 \text{ m}$$

$$\varnothing 0,600 : 2 \text{ fois } 4\,686 \text{ m}$$

2è solution

$$95,70 - 0,00122 x = 67,00 + 0,00444 (8\,500 - x)$$

$$\text{Longueur } \varnothing 1,000 : 2\,807 \text{ m}$$

$$\varnothing 0,600 : 2 \text{ fois } 5\,693 \text{ m}$$

3è solution

$$95,70 - 0,000985 x = 67,00 + 0,00444 (8\,500 - x)$$

$$\text{Longueur } \varnothing 0,800 : 2 \text{ fois } 2\,616 \text{ m}$$

$$\varnothing 0,600 : 2 \text{ fois } 5\,884 \text{ m}$$

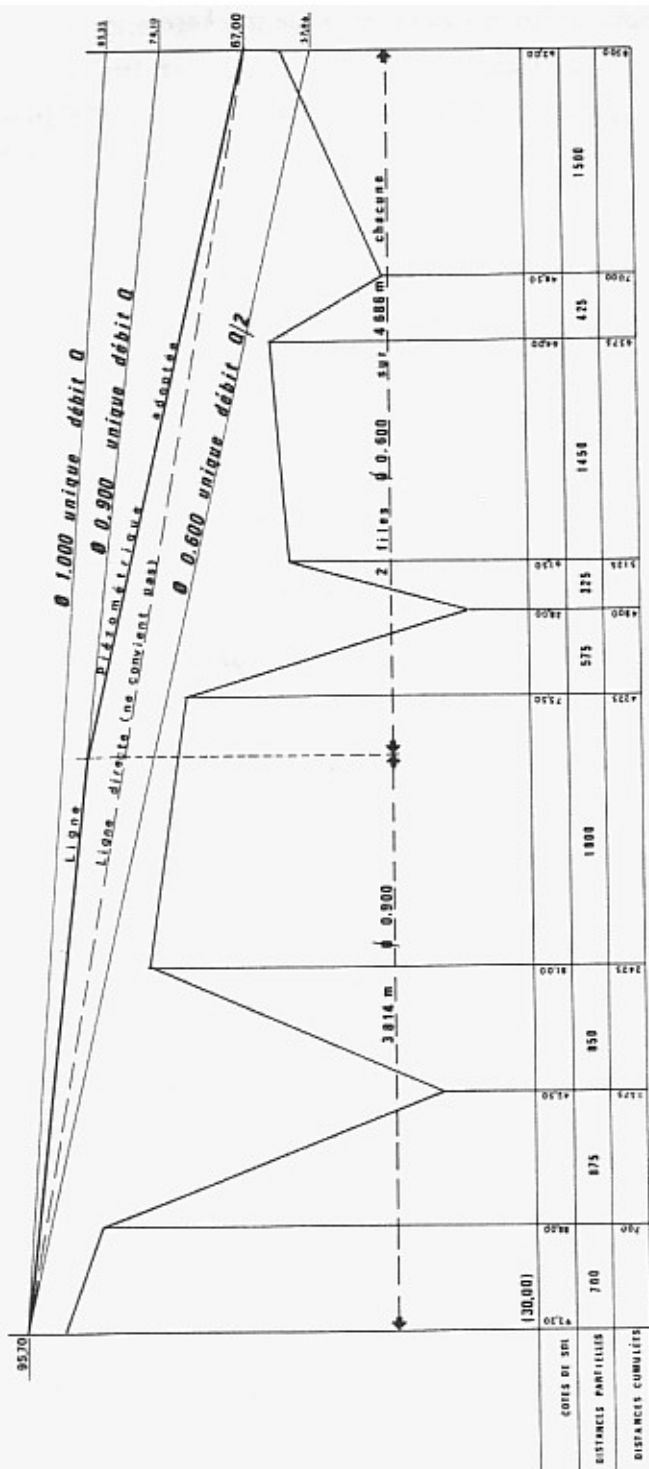
4è solution

$$95,70 - 0,00192 x = 67,00 + 0,00444 (8\,500 - x)$$

$$\text{Longueur } \varnothing 0,700 : 2 \text{ fois } 3\,587 \text{ m}$$

$$\varnothing 0,600 : 2 \text{ fois } 4\,913 \text{ m}$$

Conclusion sur le plan technique : Les 3è et 4è solutions permettraient de ne poser qu'une seule file de conduite dans l'immédiat, les autres conduites de la 2è file n'étant posées que plus tard et, cela, bien entendu, sans modifier la valeur de la perte de charge totale puisque ces conduites sont en parallèle. La largeur de l'emprise permet de poser 2 $\varnothing 0,800$ m côte à côte.



Pour les 1ère et 2è solutions, l'exploitation en 1ère étape nécessiterait un réglage par robinet ou par brise-charge selon la différence entre la charge disponible et la charge nécessaire pour écouler le débit.

Toutes ces solutions sont donc possibles sur le plan technique.

Aspect financier du projet. Examinons maintenant le montant, éventuellement actualisé, de toutes ces solutions.

a) \varnothing Unique (pas d'actualisation, mais brise-charge nécessaire)

$\varnothing 0,900 m$	Conduite : $8\,500 \times 1\,050 F =$	8 925 000 F
	Brise-charge	250 000 F
	Total . . .	<u>9 175 000 F</u>
$\varnothing 1,000 m$	Conduite : $8\,500 \times 1\,250 F =$	10 625 000 F
	Brise-charge	250 000 F
	Total	<u>10 875 000 F</u>

b) *Conduites mixtes.* Dans l'immédiat, 1 seule file est posée, la 2è n'étant posée que dans 10 ans. La valeur de la conduite, dans 10 ans est obtenue en majorant le prix actuel de 50 %, d'après l'énoncé. Cette valeur rajustée et actualisée à l'époque zéro est donnée en appliquant la formule donnée dans les directives générales (page 76).

$$s = S (1 + t)^{-n}$$

avec $t = 0,10$ et $n = 10$. On trouve alors : $s = 0,386 S$

Par conséquent, le prix actualisé est donné en multipliant le montant actuel d'une file de conduite par :

$$1,50 \times 0,386 = 0,579$$

Dans ces conditions, les montants actualisés des différentes solutions sont les suivants, ce qui nous permettra de faire un choix.

— $\varnothing 0,900 + 2 \varnothing 0,600$

$3\,814 \times 1\,050 F$	4 004 700 F
$4\,686 \times 575 F \times 1,579$	<u>4 254 536</u>
	<u>8 259 236 F</u>

— $\varnothing 1,000 + 2 \varnothing 0,600$

$2\,807 \times 1\,250 F$	3 508 750 F
$5\,693 \times 575 F \times 1,579$	<u>5 168 817</u>
	<u>8 677 567 F</u>

— $2 \varnothing 0,800 + 2 \varnothing 0,600$

$2\,616 \times 880 F = 2\,302\,080$	} $\times 1,579 \dots$	<u>8 977 215 F</u>
$5\,884 \times 575 = 3\,383\,300$		

$$- 2 \varnothing 0,700 + 2 \varnothing 0,600$$

$$\left. \begin{array}{l} 3\,587 \times 720 \text{ F} = 2\,582\,640 \\ 4\,913 \times 575 = 2\,824\,975 \end{array} \right\} \times 1,579 \dots \quad \underline{\underline{8\,538\,624 \text{ F}}}$$

Donc, de toutes les solutions, la moins chère est celle combinant :

3 814 m de $\varnothing 0,900$ m et deux files de 4 686 m chacune de $\varnothing 0,600$ m.

Examinons, néanmoins, si, dans l'exploitation en 1ère étape, un bris-charge serait nécessaire.

Avec 465 l/s dans $\varnothing 0,900$ m, $j = 0,000522$ p.m.

Donc : $J = 3\,814 \times 0,000522 + 4\,686 \times 0,00444 = 22,80$ m

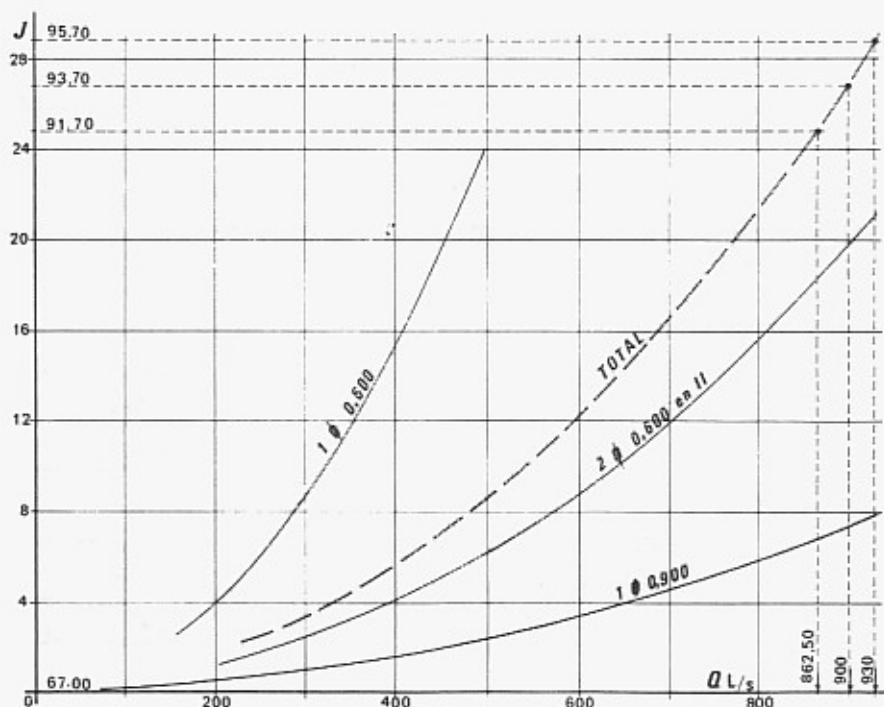
Cote piézométrique à l'arrivée au réservoir de stockage :

$$95,70 - 22,80 = 72,90$$

$$\text{Charge à briser : } 72,90 - 67,00 = 5,90 \text{ m} < 8,00 \text{ m}$$

Un robinet permettra de fournir cette perte de charge singulière et, avec le calcul classique, que nous ne reprendrons pas ici, on trouve que ce robinet devra être fermé à un peu plus de 80 %. Il sera, bien entendu, ouvert en grand en situation future.

4°) Réservoir de mise en charge.



On tablera sur une hauteur *utile* d'eau de 4,00 m. Nous verrons, en fait, plus loin les cotes principales.

La cote piézométrique au départ variera donc de (95,70) à (91,70).

Afin de se rendre compte des débits écoulés entre ces deux limites, on trace les courbes caractéristiques de l'adduction gravitaire (voir graphe) et l'on peut lire directement sur ce graphe :

- qu'à la cote (95,70) il s'écoule bien 930 l/s
- d° (91,70) d° 862,5 l/s
- qu'à la cote intermédiaire (93,70), on a : 900 l/s

Le temps de vidange est donné par l'expression (p. 114 de ce livre).

$$T = \int_{91,70}^{95,70} \frac{S}{Q} db$$

Ici, T vaut 3/4 d'heure ou : $45 \times 60 = 2\,700$ s et S est l'inconnue. On va donc pouvoir trouver la section S du réservoir.

En divisant par deux la tranche maximale d'eau de 4,00 m, c'est suffisant car la variation est donnée par un arc de parabole très tendu et on a :

- Temps T_1 pour descendre de (95,70) à (93,70) :

$$S \left(\frac{1}{0,930} + \frac{1}{0,900} \right) \times 1/2 \times 2 \text{ m} = 2,185 S$$

- Temps T_2 pour descendre de (93,70) à (91,70) :

$$S \left(\frac{1}{0,900} + \frac{1}{0,8625} \right) \times 1/2 \times 2 \text{ m} = 2,270 S$$

$$\text{Total} \dots 4,455 S$$

Donc, $4,455 S = 2\,700 \text{ s}$ et $S = \underline{605 \text{ m}^2}$

Par ailleurs, la condition relative à la fermeture du robinet d'extrémité, si la panne se prolonge à la station de pompage, donne le volume écoulé pendant les 15 mn, ou 900 s que dure la fermeture totale en appliquant la formule (voir tome 2 page 323) :

$$V = \frac{0,860 \times 900}{2} = 390 \text{ m}^3$$

0,860 m³/s étant le débit (en chiffres ronds), au moment où commence la fermeture (linéaire) du robinet.

Le volume de la cuve s'établit donc comme suit :

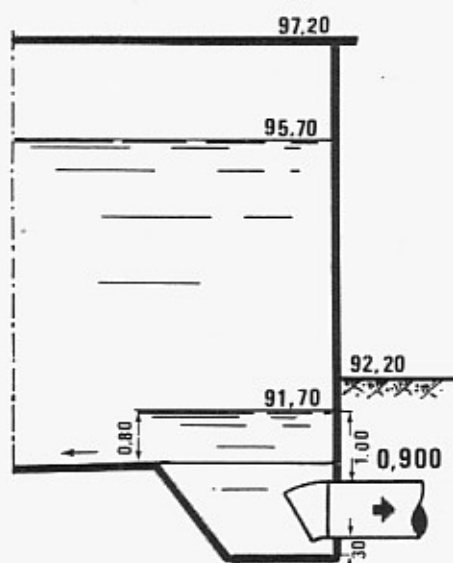
— Volume écoulé pendant 3/4 d'heure : $605 \times 4 \text{ m}$	$2\,420 \text{ m}^3$
— à ajouter :	
— 1,00 m d'eau environ au-dessus	
.. de la génératrice supérieure de la conduite	605 m^3
— fermeture totale	390 m^3
TOTAL	$3\,415 \text{ m}^3$

soit 3 500 m³.

Le volume de l'eau contenue dans la cuve sera donc de 3 500 m³. Cette cuve sera cylindrique et son diamètre sera de :

$$D = \sqrt{\frac{605 \times 4}{\pi}} = 28,00 \text{ m}$$

On lui donnera les dimensions, côté départ conduite gravitaire, ainsi que les cotes d'altitude indiquées sur le dessin ci-contre.



On remarquera les dispositions du départ de la conduite : afin de réduire le volume supplémentaire de la cuve qu'entraîne la condition de réserver une tranche d'eau de 1,00 m au-dessus de la génératrice supérieure, tout en maintenant la génératrice inférieure à 0,15 à 0,20 m au-dessus du radier, on a fait partir la conduite d'une fosse dans laquelle les conditions ci-dessus sont réunies à condition de prévoir une pente générale du radier du réservoir en direction opposée à celle de la fosse. Remarquer aussi le bout coudé anti-vortex à l'extrémité de la conduite pour éviter des entrées d'air que pourrait provoquer une génératrice horizontale.

TROISIÈME PARTIE

*DÉTAILS DE
FONTAINERIE*

ÉQUIPEMENTS D'UNE STATION DE POMPAGE AVEC DES GROUPES HORIZONTAUX FONTAINERIE

Nous donnons, dans cette 3^e partie de l'ouvrage :

1°) des dessins divers de fontainerie, montrant, notamment, l'utilisation de certaines pièces spéciales, tant en fonte qu'en acier, dans les raccordements de conduites. Ne pas oublier les massifs de butée si les conduites utilisées sont en fonte avec joints à emboitements. En principe, les appareils hydrauliques : robinets, ventouses et, en général, les pièces comportant des brides assemblées par boulons, sont à disposer dans des chambres en maçonnerie accessibles par une trappe sous trottoir ou, parfois, sous chaussée.

Un appareil hydraulique comporte, en général des brides ; ne pas oublier de disposer un joint de démontage en vue de la dépose et repose de l'appareil en question.

2°) des détails de fontainerie pour une installation de groupes horizontaux par utilisation au maximum des pièces normalisées des conduites en fonte à brides. Seules, quelques pièces (raccordement, convergent spécial) qui ne sont pas fabriquées par les fonderies, sont prévues en tôle d'acier.

On remarquera, en particulier, la forme de la pièce spéciale de raccordement à 45°, le bout coudé anti-vortex et la présence des joints de démontage, déjà évoqués ci-dessus. Il est évident que l'on pourrait réaliser une fontainerie entièrement soudée en tôle d'acier ; dans ce cas, on n'est plus tenu par les dimensions normalisées. Toutefois, les joints de démontage des appareils hydrauliques restent nécessaires.

A noter également les orientations possibles de la pompe selon sa position dans l'Usine ainsi que selon l'emplacement que l'on assigne à la conduite de refoulement et d'aspiration.

Les conduites et appareils sont à poser en caniveaux accessibles ou dans les sous-sols de l'Usine. Aucune conduite ne doit reposer sur le plancher de circulation de la station.

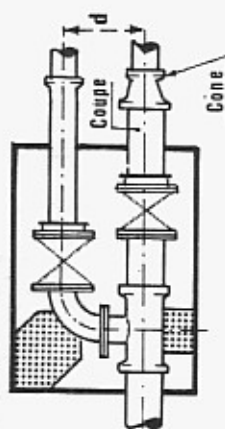
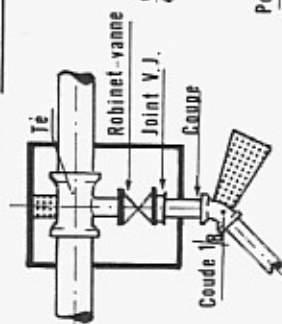
On a supposé que, pour le groupe en surface, un amorçage par pompe à vide était nécessaire, alors que, pour le groupe en sous-sol, on bénéficie d'une aspiration en charge. Voir la répercussion de ces situations respectives sur la direction de départ du divergent de la pompe.

Dans les deux cas, figure l'installation d'un réservoir d'air anti-bélier.

Enfin, si l'on devait faire appel à une pompe multicellulaire ou à une pompe à deux entrées, d'autres dessins montrent les dispositions qui pourraient être adoptées pour l'aspiration et le refoulement.

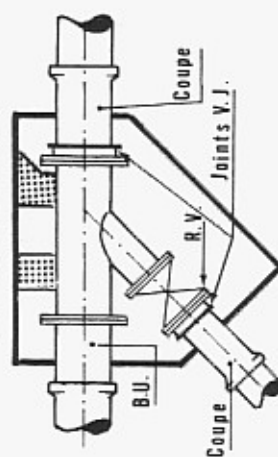
RACCORDEMENTS DIVERS

Avec pièces standard fonte

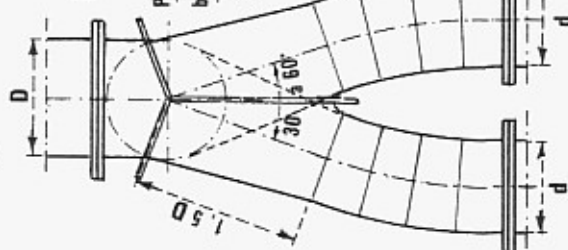


Pour un écartement d imposé, on intercalera une pièce à brides entre le té et le coude

Avec pièce spéciale acier



Culotte acier



Pour un diamètre D et 2 branches de diamètres égaux d , on peut prendre :

$$d = \frac{D}{\sqrt{2}} \approx 0,71 D$$

(vitesses égales)

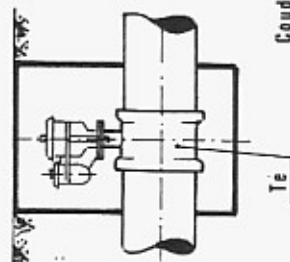
ou :

$$d = \frac{D}{\sqrt{4}} \approx 0,5 D$$

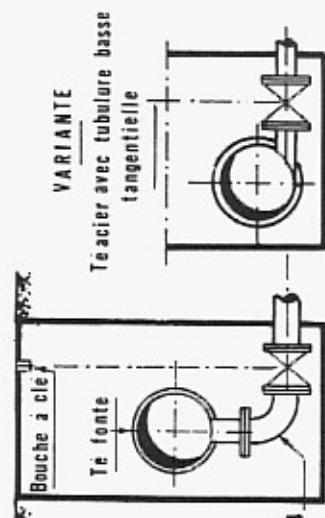
(mêmes pertes de charge que dans le tuyau D)

CHAMBRES EN MAÇONNERIE

Pour ventouse à 2 boules

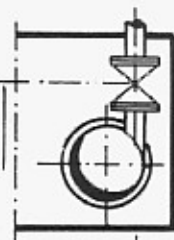


Pour décharge



VARIANTE

Té acier avec tubulure basse tangentielle



GROUPES HORIZONTALS

installés en sous-sol

ÉCHELLE

1 m

élevation
coupe ab

élevation
coupe cdef

9

lh

SOL

CITERNE

Niveau
minimal

Bout coudé
anti-vortex

Manchette avec
saleté debranchée

Convergent
spécial

Divergent

Manchette

Cône

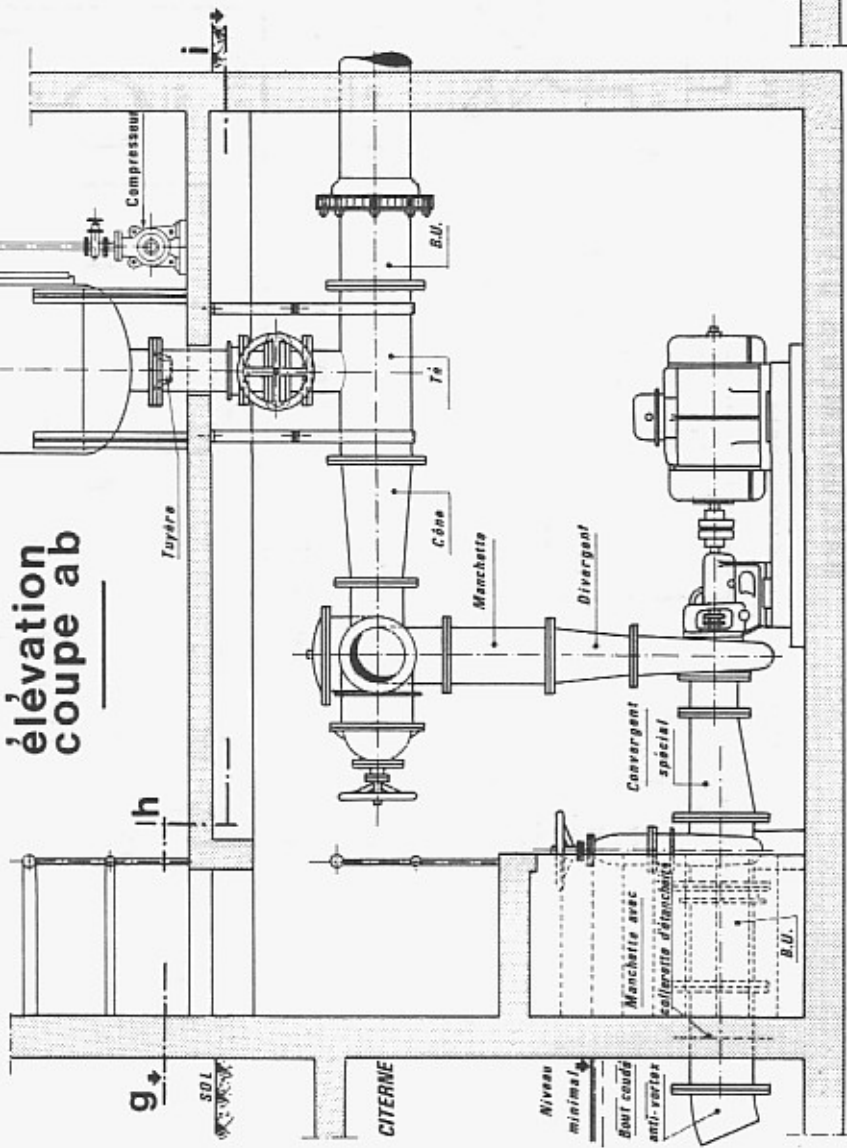
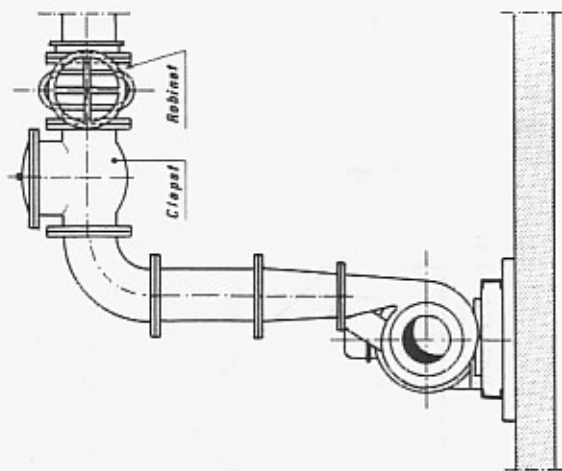
Té

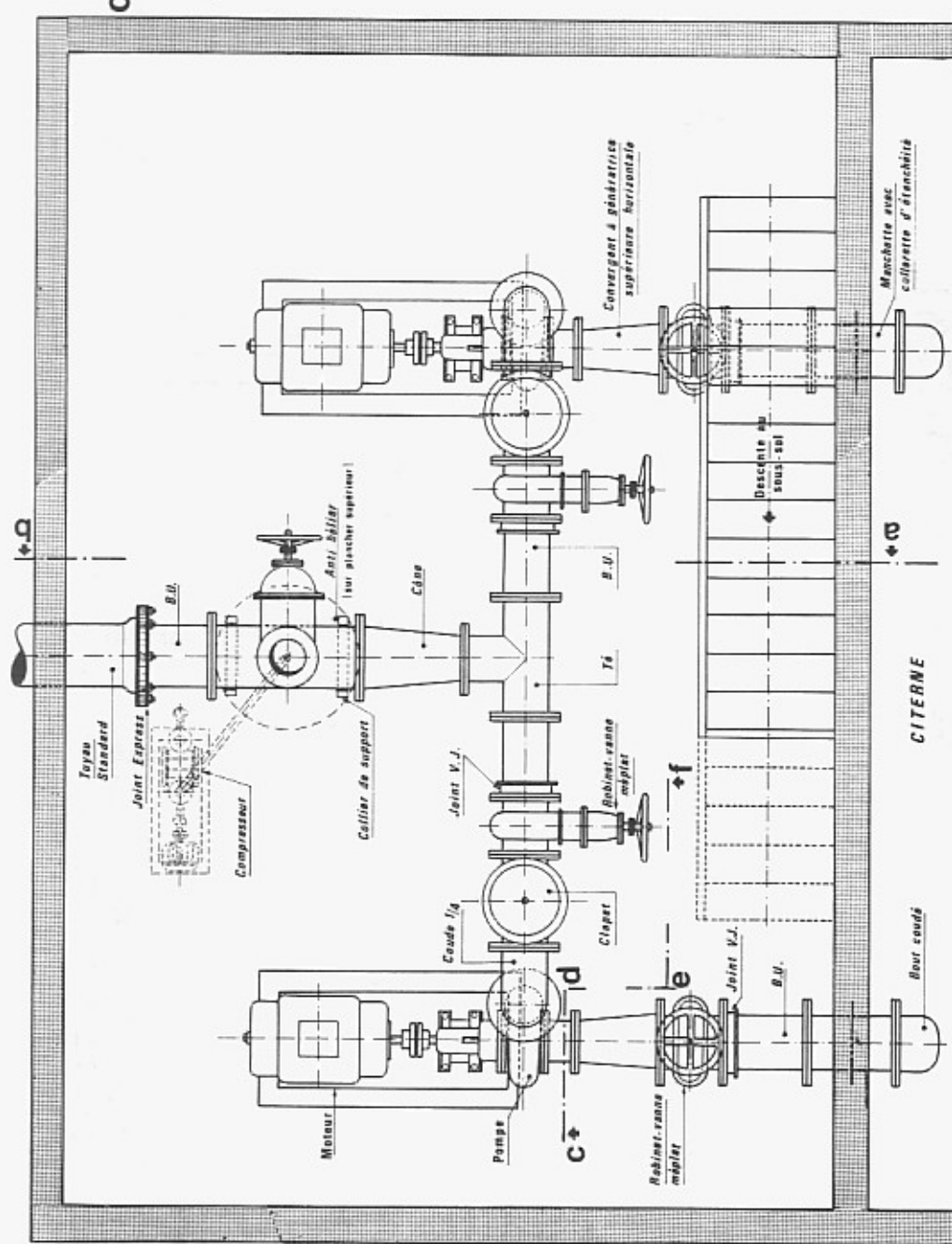
B.U.

Compresseur

Tuyère

Anti-bélier





GROUPE HORIZONTAL

installé en surface

élévation
coupe abcdef

LÉGENDE

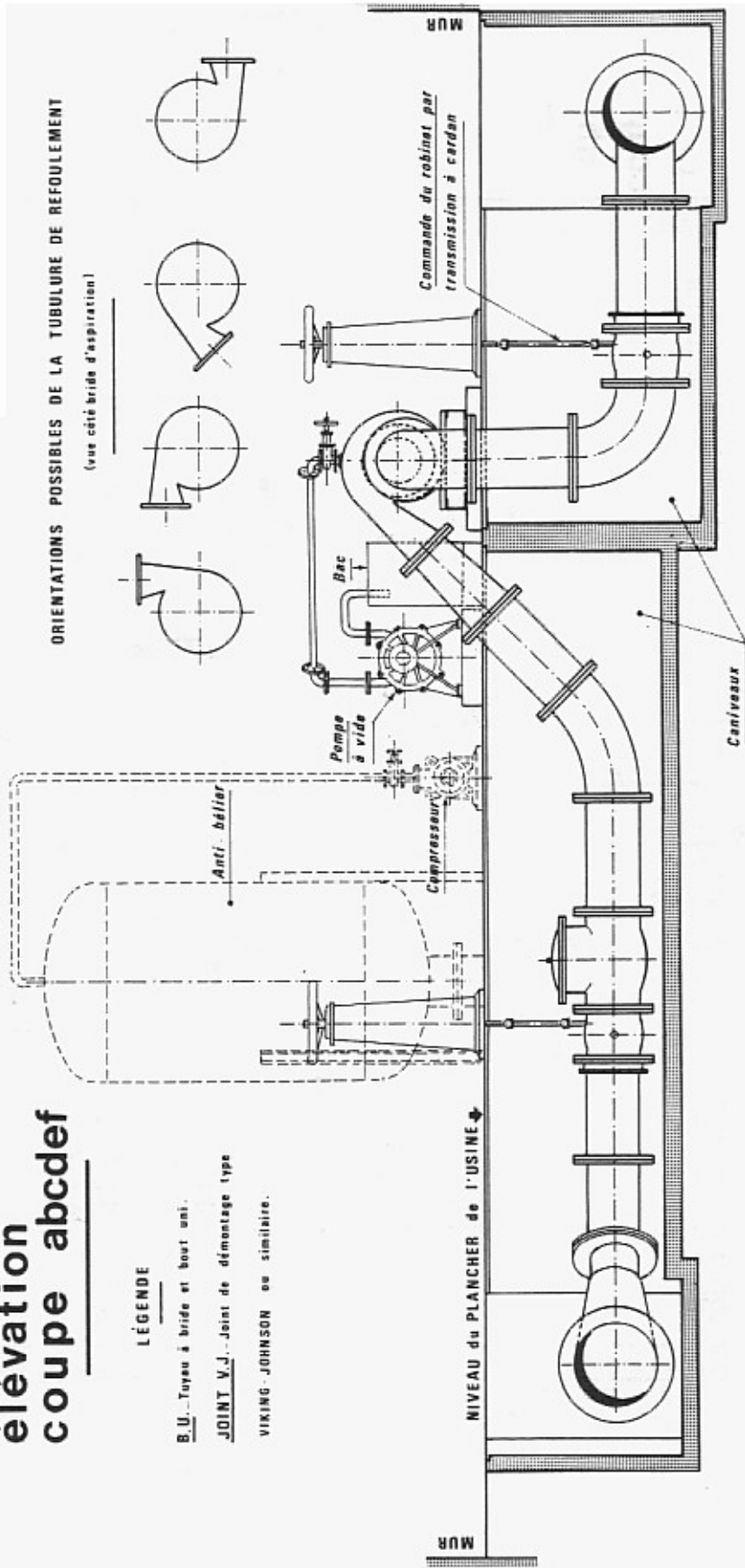
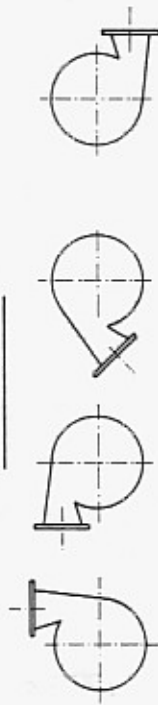
B.U. Tuyau à bride et bout uni.

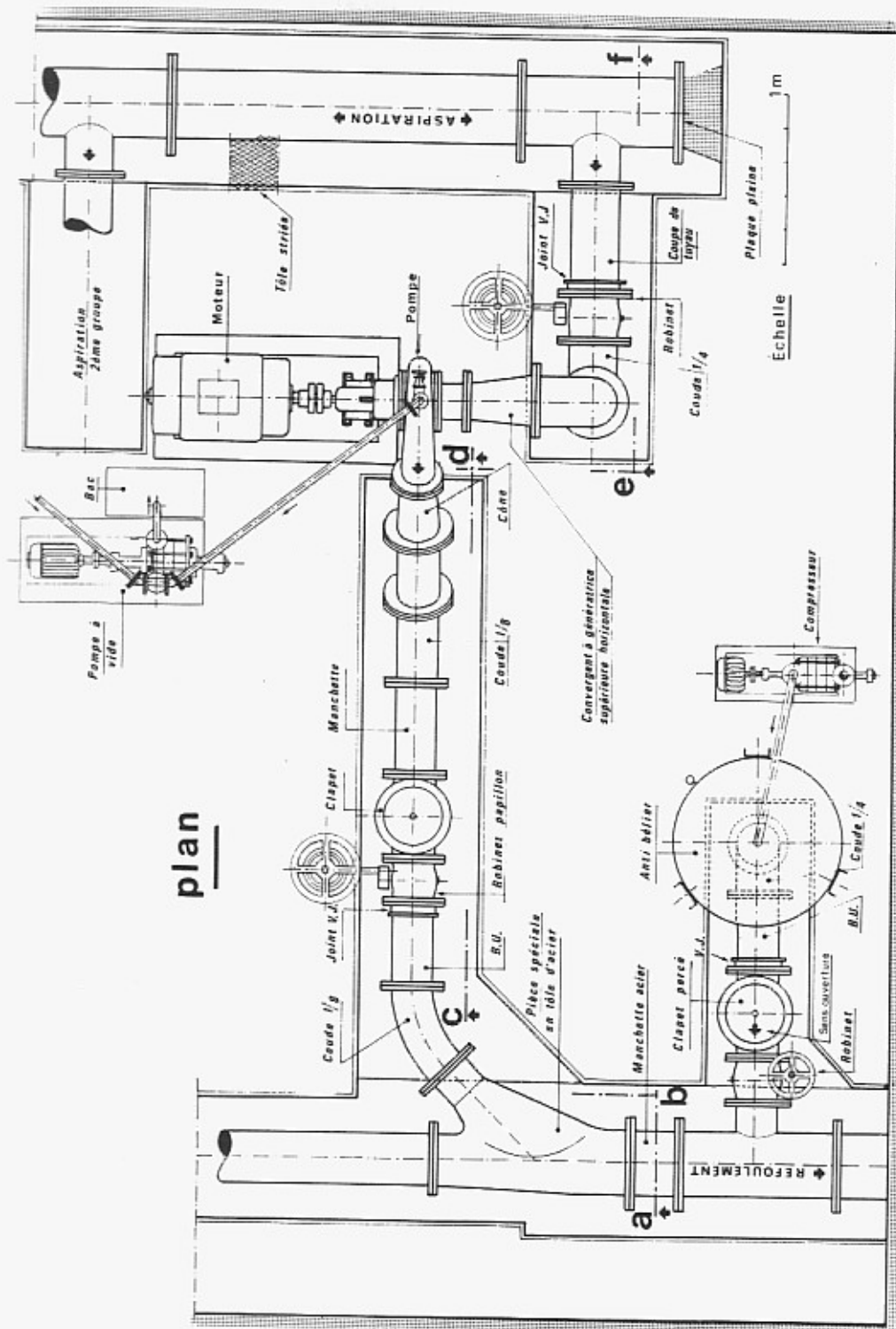
JOINT V.J. Joint de démontage type

VIKING-JOHNSON ou similaire.

ORIENTATIONS POSSIBLES DE LA TUBULURE DE REFOULEMENT

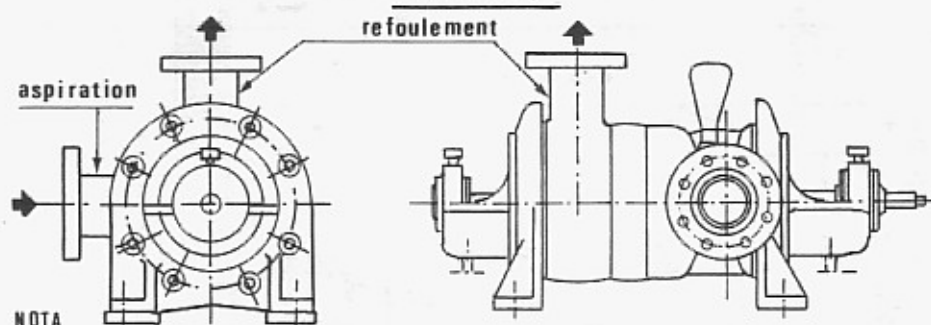
(vue côté bride d'aspiration)





POMPE MULTICELLULAIRE

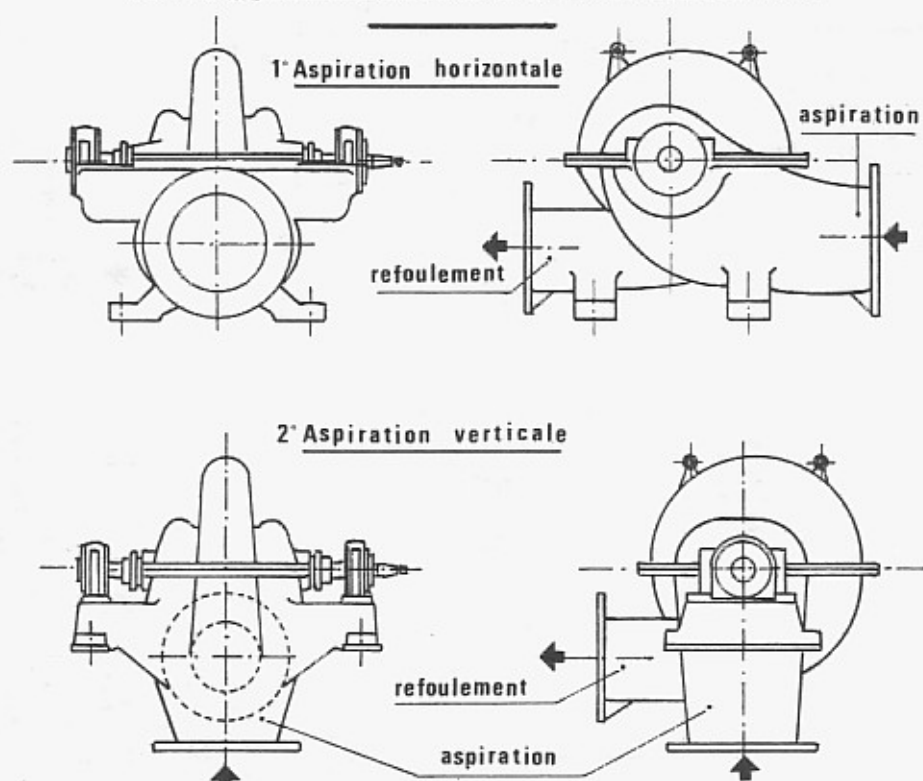
[3 roues]



NOTA

Aspiration et refoulement sont orientables tous les 90°, sauf vers le bas.

POMPE MONOCELLULAIRE À 2 ENTRÉES SYMÉTRIQUES



Doc. JEUMONT - SCHNEIDER

Dépôt légal : 4^e trimestre 1979

N° d'éditeur : 3532

N° d'imp. : 9468

ÉDITIONS EYROLLES

BONNEFILLE - Recueil de problèmes d'hydraulique générale avec corrigés - 190 p., 1978

BONNIN (J.) - Hydraulique urbaine appliquée aux agglomérations de petite et moyenne importance - 240 p., 1977
(coll. de la Direction des Études et Recherches d'E.D.F.)

BUCKSCH & ALTMAYER - Dictionnaire des canalisations à grande distance, anglais-français-allemand - 288 p., 1969

CARLIER - Hydraulique générale et appliquée - 604 p., 1972
(coll. de la Direction des Études et Recherches d'E.D.F.)

CHARPENTIER - Techniques urbaines - 272 p., 1973

GOMELLA & GUERRÉE - La distribution d'eau dans les agglomérations urbaines et rurales - 288 p., 1974

— — Le traitement des eaux publiques, industrielles et privées - 280 p., 1978 (coll. E.C.S.)

GUERRÉE & GOMELLA - Les eaux usées dans les agglomérations urbaines ou rurales :
Tome I : La collecte, 264 p., 1978
Tome II : Le Traitement, 304 p., 1978

HUG - Mécanique des fluides appliquée aux problèmes d'aménagement et d'énergétique - 1214 p., 1975
(coll. des Cours de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées)

MONCHY - Mémento d'assainissement - Mise en service, entretien et exploitation des ouvrages d'assainissement - 136 p., 1978

VAILLANT - Accroissement et gestion des ressources en eau - 248 p., 1977 (coll. B.C.E.O.M.)

VALEMBOIS - Mémento d'hydraulique pratique - 114 p., 1977
(coll. de la Direction des Études et Recherches d'E.D.F.)

ÉDITIONS EYROLLES